

**ALESSANDRA LIE FUJII  
CÍNTHIA MIYUKI JU  
GABRIELA MARIANA CHUNG  
LUCAS JUN KASE KISO**

**PROJETO DO EDIFÍCIO COMERCIAL LUIZ MIGLIANO  
SÃO PAULO/SP**

Projeto de Formatura apresentado à Escola  
Politécnica da Universidade de São Paulo,  
no âmbito do Curso de Engenharia  
Civil/Ambiental.

São Paulo  
2013

**ALESSANDRA LIE FUJII  
CÍNTIA MIYUKI JU  
GABRIELA MARIANA CHUNG  
LUCAS JUN KASE KISO**

**PROJETO DO EDIFÍCIO COMERCIAL LUIZ MIGLIANO  
SÃO PAULO/SP**

Projeto de Formatura apresentado à Escola  
Politécnica da Universidade de São Paulo,  
no âmbito do Curso de Engenharia  
Civil/Ambiental.

Orientadora: Prof<sup>a</sup>. Livre-Docente Lúcia  
Helena de Oliveira.

São Paulo  
2013

## FICHA CATALOGRÁFICA

**Fujii, Alessandra Lie**

**Projeto do edificio comercial Luiz Migliano: São Paulo/SP /  
A.L. Fujii, C.M. Ju, G.M. Chung, L.J.K. Kiso. -- São Paulo, 2013.  
235 p.**

**Trabalho de Formatura - Escola Politécnica da Universidade  
de São Paulo. Departamento de Engenharia de Construção Civil.**

**1.Edifícios comerciais (Projeto) 2.Coberturas 3.Estruturas (Projeto)  
4.Sistemas prediais I.Ju, Cinthia Miyuki II.Chung, Gabriela Mariana  
III.Kiso, Lucas Jun Kase IV.Universidade de São Paulo. Escola  
Politécnica. Departamento de Engenharia de Construção Civil V.t.**

Às  
nossas famílias por todo o amor e  
carinho, imprescindíveis para a  
realização do sonho da graduação.

## AGRADECIMENTOS

Agradecemos a todos que contribuíram na nossa formação como engenheiros, em especial à nossa orientadora, Prof<sup>a</sup>. Lúcia Helena, por nos guiar com dedicação e paciência durante a elaboração do trabalho final de formatura.

À nossa cliente por nos dar a oportunidade de trabalhar em um projeto tão abrangente, além da atenção e recepção em todas as reuniões de grupo ao longo do ano.

À Prof<sup>a</sup> Eliane Monetti pela indicação, ao Paulo Takito e Willian Rigon da *Urban Systems*® pela elaboração do estudo mercadológico.

Ao *Sensei* Rui Nobhiro Oyamada e Cláudia Tamaki por disponibilizar o acervo da biblioteca e a estrutura da Outec Engenharia na elaboração deste trabalho.

Ao arquiteto Marcos Kiyoto pelas sugestões no projeto de arquitetura e pela elaboração dos croquis de fachada da edificação.

Aos engenheiros Nicolau A. G. Neto e Rafael Fontes pela orientação durante a elaboração do projeto estrutural, especialmente nas fases de modelagem e de dimensionamento dos elementos estruturais.

Aos amigos Alan F. Silva, Ivan E. S. Regados e Ricardo K. Nagata pela ajuda com os desenhos, críticas e sugestões durante a elaboração deste trabalho de formatura.

"Era uma casa muito engraçada  
Não tinha teto, não tinha nada

Ninguém podia entrar nela, não  
Porque na casa não tinha chão

Ninguém podia dormir na rede  
Porque na casa não tinha parede

Ninguém podia fazer pipi  
Porque penico não tinha ali

Mas era feita com muito esmero  
Na rua dos bobos, número zero"

(Vinicius de Moraes)

## RESUMO

Nos últimos dez anos, o notável crescimento em torno do bairro do Morumbi na cidade de São Paulo em decorrência da construção e reforma de diversas edificações visando abrigar uma ampla gama de novos negócios que têm se desenvolvido na região. Seguindo essa tendência, uma cliente disposta de um terreno vazio e desejando construir um edifício comercial de pequeno porte nos ofereceu a oportunidade de desenvolver o projeto da edificação. A grande maioria das construções de pequeno porte da vizinhança foram concebidas de forma empírica, baseadas apenas na experiência de empreiteiros, o que infelizmente é uma prática comum no mercado brasileiro de construção civil. Entretanto, este trabalho visa solucionar, em nível de projeto, todas as interfaces entre os principais subsistemas do edifício de forma a obter um processo de construção racional, otimizando a alocação dos recursos. Identificou-se os potenciais tipos de uso da edificação por meio de um estudo de mercadológico. Em seguida, elaborou-se os projetos de arquitetura, movimento de terra, contenção, fundação, estrutural e dos sistemas prediais. Os memoriais de cálculo e desenhos de cada um desses projetos foram concebidos de forma a respeitar todos os critérios descritos em bibliografia consagrada, nas normas técnicas e nas leis vigentes no país. Além disso, avaliou-se detalhadamente os benefícios da implantação da cobertura verde no conforto térmico da edificação.

Palavras-chave: Edifícios comerciais (Projeto); Coberturas; Estruturas (Projeto); Sistemas prediais.

## ABSTRACT

In the past decade, the remarkable growth around the neighborhood of Morumbi in the city of São Paulo has been due to the construction and renovation of several buildings aiming to house a wide range of new businesses that have developed in the region. Following this trend, one client, making available an empty land lot and desiring to build a small commercial building, offered us an opportunity to develop the construction project for the building. Most of small buildings in the neighborhood were designed empirically, based solely on the experience of contractors, which unfortunately is a common practice in the Brazilian civil construction market. However, this work seeks to address, at the project level, all interfaces between the major subsystems of the building in order to achieve a process of rational construction, optimizing the allocation of resources. We identified the potential types of use for the building through a market study. We then drew up projects for architecture, ground movement, containment, foundation, structure and building systems. The memorials of calculations and drawings for each of these projects were designed to meet all the criteria described in the literature devoted, and are within technical standards and laws of the country. Furthermore, we evaluated in detail the benefits of the implementation of a green roof in the thermal comfort of the building.

Keywords: Commercial buildings (Project); Roofing; Structures (Project); supply systems.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Proposta para o projeto.....	3
Figura 2 – Distribuição dos edifícios empresariais próximos ao empreendimento em estudo ..	8
Figura 3 – Metodologia de cálculo para avaliação do potencial de mercado.....	11
Figura 4 – Mapa de uso e ocupação do solo na região da subprefeitura do Campo Limpo .....	12
Figura 5 – Mapa de uso e ocupação do solo na região da subprefeitura do Butantã.....	13
Figura 6 – Delimitação da área de influência, ponto central corresponde ao local do imóvel.	14
Figura 7 – Mapeamento da região em torno ao lote em estudo.....	15
Figura 8 – Distribuição da população por faixa de rendimento do chefe da família.....	18
Figura 9 – Imagem de satélite do terreno .....	26
Figura 10 – Levantamento topográfico .....	26
Figura 11 – Foto do terreno de frente para a Rua Dr. Luiz Migliano (face principal do lote) .	27
Figura 12 – Esboços iniciais para a fachada da Rua Dr. Luiz Migliano .....	35
Figura 13 – Características incorporadas do estudo mercadológico .....	35
Figura 14 – Perspectiva externa da edificação .....	36
Figura 15 – Perspectiva interna da edificação .....	36
Figura 16 – Laje com bloco cerâmico .....	38
Figura 17 – Laje com bloco em EPS .....	38
Figura 18 – Isopletas da velocidade básica $V_0$ (m/s).....	50
Figura 19 – Elaboração do modelo em formato <i>.dxf</i> com auxílio do <i>software</i> AutoCAD® ....	55
Figura 20 – Módulo de rigidez à torção automático.....	56
Figura 21 – Módulo de rigidez à torção reduzido .....	56
Figura 22 – Modelo com as propriedades físicas e geométricas carregadas no <i>software</i> STRAP®.....	57
Figura 23 – Força do vento aplicado aos nós da estrutura.....	57
Figura 24 – Pannel da laje T-L01 .....	58
Figura 25 – Diagramas de esforços solicitantes na combinação ELU da T-L01 .....	60
Figura 26 – Pannel da laje T-L01 armado no <i>Allplan</i> ® .....	63
Figura 27 – Abertura na laje de cobertura .....	65
Figura 28 – Detalhe da armação do furo da laje no <i>software Allplan</i> ® .....	66
Figura 29 – Localização da viga T-V04-V .....	66
Figura 30 – Seção transversal da viga T-V04-V .....	67
Figura 31 – Diagrama de momento fletor (em kN.m) para a viga T-V04-V .....	67
Figura 32 – Diagrama de momento torçor (em kN.m) para a viga T-V04-V.....	67
Figura 33 – Diagrama de força cortante (em kN) para a viga T-V04-V .....	67
Figura 34 – Decalagem da armadura .....	70
Figura 35 – Viga T-V04-V armado no <i>Allplan</i> ® .....	78
Figura 36 – Seção fissurada no estádio II.....	79
Figura 37 – Região de envolvimento para cálculo da taxa de armadura.....	85
Figura 38 – Detalhe do cruzamento entre a viga T-V02-H e T-V03-V .....	87
Figura 39 – Detalhe da armadura de suspensão .....	88

Figura 40 – Zona de colocação da armadura (planta) .....	88
Figura 41 – Diagrama de momentos fletores em regime plástico .....	89
Figura 42 – Efeito de 2ª Ordem .....	90
Figura 43 – Esforços característicos do pilar P5, para a combinação de ventos na fachada Cherpitel .....	91
Figura 44 – Arranjo das barras. ....	97
Figura 45 – Envoltória de resistência do arranjo 8 $\phi$ 12,5. ....	97
Figura 46 – Arranjo não satisfatório ( $S_d > R_d$ ). ....	97
Figura 47 – Espaçamento do Pilar P5.....	99
Figura 48 – Detalhe dos transpasses das armaduras de pilares .....	99
Figura 49 – Método <i>P-Delta</i> .....	104
Figura 50 – Planta da escada .....	105
Figura 51 – Elevação da escada.....	105
Figura 52 – Modelo de cálculo da escada.....	105
Figura 53 – Diagrama de esforços solicitantes da escada .....	106
Figura 54 – Verificação do estado limite de abertura de fissura .....	107
Figura 55 – Trecho inicial da escada armada no <i>Allplan</i> ® .....	108
Figura 56 – Estocagem das armaduras .....	110
Figura 57 – Detalhe de amarração das armaduras .....	111
Figura 58 – Ensaio SPT cedido .....	115
Figura 59 – Método das fatias para cálculo de estabilidade de taludes .....	116
Figura 60 – Inserção dos parâmetros de engenharia do solo no <i>Slope</i> do <i>software GeoStudio 2012</i> ® .....	117
Figura 61 – Modelo sem linha piezométrica (seco) .....	118
Figura 62 – Modelo com linha piezometria (saturado) .....	118
Figura 63 – Resultados do <i>Slope</i> para o talude na condição seco .....	118
Figura 64 – Resultados do <i>Slope</i> para o talude na condição saturado.....	119
Figura 65 – Método das quadriculas.....	120
Figura 66 – Equip. p/ sondagem SPT .....	121
Figura 67 – Sondagem SP-25B .....	122
Figura 68 – Sondagem SP-26 .....	122
Figura 69 – Dimensões básicas de uma sapata.....	125
Figura 70 – Eixo Pilar 12.....	125
Figura 71 – Excentricidade do carregamento .....	128
Figura 72 – Modelo de cálculo para a armadura de flexão de sapata isolada .....	130
Figura 73 – Modelo de cálculo para a armadura de força cortante de sapata isolada.....	132
Figura 74 – Sapata S12 armada no <i>Allplan</i> ® .....	134
Figura 75 – Modelo utilizando <i>Ftools</i> da viga de equilíbrio S5-S6 .....	135
Figura 76 – Diagrama de momento fletor da viga de equilíbrio S5-S6.....	135
Figura 77 – Diagrama de força cortante da viga de equilíbrio S5-S6 .....	135
Figura 78 – Ilustração de verga e contraverga.....	139
Figura 79 – Método construtivo das vergas .....	139
Figura 80 – Sistema indireto por gravidade com reservatório superior .....	146
Figura 81 – Detalhe do extravasor.....	149

Figura 82 – Detalhe da tubulação de limpeza.....	150
Figura 83 – Esquema vertical da edificação .....	152
Figura 84 – Pontos de singularidade no traçado.....	156
Figura 85 – Sistema com um tubo de queda totalmente ventilado.....	159
Figura 86 – Caixa de inspeção.....	162
Figura 87 – Detalhe da instalação do Módulo 01 .....	162
Figura 88 – Ramal de descarga do lavatório .....	163
Figura 89 – Ralo sifonado .....	163
Figura 90 – Trecho A do ramal de esgoto .....	163
Figura 91 – Trecho B do ramal de esgoto .....	164
Figura 92 – Trecho C do ramal de esgoto .....	164
Figura 93 – Ramal de ventilação .....	166
Figura 94 – Coluna de ventilação .....	167
Figura 95 – Áreas de contribuição.....	167
Figura 96 – Drenagem da área A2 da cobertura.....	168
Figura 97 – Detalhe da área A2 .....	170
Figura 98 – Incrementos devidos às paredes que interceptam água de chuva .....	170
Figura 99 – Detalhe esquemático da captação de água pluvial .....	172
Figura 100 – Jardim suspenso na sede da Prefeitura de São Paulo .....	175
Figura 101 – Composição do telhado verde .....	175
Figura 102 – Cultura extensiva.....	177
Figura 103 – Cultura intensiva .....	177
Figura 104 – Exemplo de cargas de acordo com tipo de cultura.....	181
Figura 105 – Mapeamento da Zona Bioclimática 3 .....	185
Figura 106 – Trocas térmicas pelas superfícies do escritório, sem cobertura verde. ....	187
Figura 107 – Trocas térmicas pelas superfícies do escritório, com telhado verde .....	188
Figura 108 – Consumo anual de energia elétrica, para a situação 1 (com telhado verde) .....	189
Figura 109 – Consumo anual de energia elétrica, para a situação 2 (telhado verde sobre a loja) .....	190
Figura 110 – Consumo anual de energia elétrica, para a situação 3 (telhado convencional). ....	190

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Características físicas dos edifícios empresarias da região estudada .....	9
Tabela 2 – Características comerciais dos edifícios empresarias da região estudada .....	10
Tabela 3 – Dados projetados da população residente na área primária.....	16
Tabela 4 – Projeção de número de domicílios.....	16
Tabela 5 – Projeção da evolução populacional .....	16
Tabela 6 – Distribuição da população por faixa etária .....	17
Tabela 7 – Distribuição da população por faixa de rendimento .....	17
Tabela 8 – Evolução do rendimento médio do chefe da família e projeção da renda total da região .....	18
Tabela 9 – Percentual de gasto médio da renda familiar por categoria de negócio .....	19
Tabela 10 – Cálculo do potencial de consumo da região .....	19
Tabela 11 – Estimativa do volume de mercado retido pela área de influência primária.....	20
Tabela 12 – Estimativa do volume de mercado residual da área de influência primária .....	20
Tabela 13 – Estimativa do potencial de vendas.....	20
Tabela 14 – Cálculo da área bruta locável recomendada .....	21
Tabela 15 – Receita média estimada .....	22
Tabela 16 – Quadro 04 do Livro XIV – Parâmetros de projeto .....	29
Tabela 17 – Quadro 02/f – Parâmetros de projeto.....	31
Tabela 18 – Resumo das propriedades geométricas da sapata S12.....	128
Tabela 19 – Índices para cálculo do fator de utilização .....	143
Tabela 20 – Valores de coeficiente local (x10 <sup>2</sup> ).....	143
Tabela 21 – Valores do fator de depreciação .....	144
Tabela 22 – Valores do fator de depreciação .....	146
Tabela 23 – Consumo diário estimado .....	148
Tabela 24 – Cálculo da perda de carga para a posição mais crítica do lavatório do escritório .....	156
Tabela 25 – Valores de precipitação para São Paulo.....	168
Tabela 26 – Cargas para tipos de telhado verde .....	181
Tabela 27 – Dados de entrada para simulação de ventilação e climatização no <i>software DesignBuilder</i> ®.....	184
Tabela 28 – Transmitância , atraso térmico e fator solar para cada tipo de vedação externa	185
Tabela 29 – Áreas e valores de transmitância térmica dos elementos em contato com o ar externo do edifício.....	186
Tabela 30 – Resumo dos resultados das simulações, para as situações 1, 2 e 3.....	191

**LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS**

<b>3D</b>	3 Dimensões
<b>ABL</b>	Área Bruta Locável
<b>ABRASCE</b>	Associação Brasileira de Shopping Centers
<b>NB / NBR</b>	Norma Brasileira
<b>CF</b>	Combinação Freqüente
<b>CQP</b>	Combinação Quase Permanente
<b>CR</b>	Combinação Rara
<b>DE</b>	Diâmetro Externo
<b>DI</b>	Diâmetro Interno
<b>DN</b>	Diâmetro Nominal
<b>ELS</b>	Estado Limite de Serviço
<b>ELU</b>	Estado Limite Último
<b>EPS</b>	<i>Expanded Polystyrene</i> (poliestireno expandido /isopor)
<b>IBGE</b>	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
<b>IPCA</b>	Índice de Preços ao Consumidor Amplo
<b>LPUOS</b>	Legislação de Parcelamento, Uso e Ocupação do Solo
<b>P.N.E</b>	Pessoa portadora de Necessidades Especiais
<b>P.P.</b>	Peso Próprio
<b>PVC</b>	Policloreto de vinila (material plástico)
<b>SPT</b>	<i>Standart Penetration Test</i> (sondagem à percussão)
<b>RMSP</b>	Região Metropolitana de São Paulo
<b>TGCA</b>	Taxa Geométrica de Crescimento Anual

## LISTA DE SÍMBOLOS

<b>A / a</b>	Maior face/direção do elemento estrutural (pilar, sapata, etc.)
<b>A<sub>c</sub></b>	Área da seção de concreto
<b>A<sub>s</sub></b>	Área da seção de aço
<b>B / b</b>	Menor face/direção do elemento estrutural (pilar, sapata, etc.)
<b>C</b>	Consumo diário per capita (L/dia/pessoa)
<b>c</b>	Cobrimento da armadura / Coesão
<b>C<sub>D</sub></b>	Consumo diário
<b>d</b>	Braço de alavanca interno
<b>DE</b>	Diâmetro externo
<b>DI</b>	Diâmetro interno
<b>DN</b>	Diâmetro nominal
<b>e</b>	Espessura
<b>F</b>	Fator de segurança
<b>g</b>	Carga permanente
<b>h</b>	Altura / Espessura
<b>I<sub>i</sub></b>	Momento de inércia na direção i
<b>I<sub>II</sub></b>	Momento de inércia da seção no estágio II (seção fissurada)
<b>L / l</b>	Litro (1L = 10 <sup>-3</sup> m <sup>3</sup> )
<b>l</b>	Comprimento do vão
<b>l<sub>x</sub></b>	Menor vão da laje
<b>l<sub>y</sub></b>	Maior vão da laje
<b>N<sub>d</sub></b>	Força normal de cálculo
<b>N<sub>k</sub></b>	Força normal característica
<b>mca</b>	Metro de coluna de água (1 mca = 10 kPa)
<b>M<sub>d,i</sub></b>	Momento de cálculo na direção i
<b>M<sub>k,i</sub></b>	Momento característico na direção i
<b>M<sub>r</sub></b>	Momento de fissuração
<b>P</b>	População
<b>P<sub>i</sub></b>	Peso relativo
<b>q</b>	Carga acidental
<b>R<sub>d</sub></b>	Esforço resistente de cálculo
<b>S</b>	Coefficiente de segurança
<b>S<sub>d</sub></b>	Esforço solicitante de cálculo
<b>u</b>	Perímetro do contorno crítico para verificação da tensão de cisalhamento

$V$	Velocidade
$\phi$	Bitola / Diâmetro / Ângulo de atrito interno
$\gamma$	Peso específico
$\gamma_c$	Coefficiente de minoração da resistência do concreto
$\gamma_f$	Coefficiente de majoração das ações
$\gamma_s$	Coefficiente de minoração da resistência do aço
$\rho$	Taxa de armadura
$\rho'$	Taxa de armadura de compressão
$\rho_{m\acute{a}x}$	Taxa de armadura máxima
$\rho_{m\acute{i}n}$	Taxa de armadura mínima
$\sigma_{adm}$	Tensão admissível do solo

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO E JUSTIFICATIVA.....</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>OBJETIVOS .....</b>	<b>2</b>
2.1	Objetivos específicos.....	2
<b>3</b>	<b>METODOLOGIA.....</b>	<b>3</b>
3.1	Proposta de apresentação do projeto .....	3
3.2	Desenvolvimento dos projetos .....	4
3.2.1	Estudos preliminares .....	4
3.2.2	Concepção do edifício.....	4
3.2.3	Projeto estrutural .....	4
3.2.4	Projeto geotécnico.....	5
3.2.5	Sistemas prediais.....	5
3.2.6	Cobertura verde.....	5
<b>4</b>	<b>ESTUDO MERCADOLÓGICO .....</b>	<b>7</b>
4.1	Análise empresarial .....	7
4.1.1	Levantamento da região .....	7
4.1.2	Análise dos edifícios da região .....	8
4.1.3	Conclusão da análise empresarial .....	10
4.2	Análise comercial .....	10
4.2.1	Metodologia de cálculo .....	10
4.2.2	Delimitação da região de estudo .....	11
4.2.3	Levantamento da região de estudo.....	14
4.2.4	Análise da região de estudo pela Urban Systems® .....	16
4.2.5	Conclusões da análise comercial.....	22
4.3	Conclusão do estudo mercadológico.....	24
4.3.1	Análise da cliente .....	24
4.3.2	Análise do grupo .....	24
<b>5</b>	<b>CONCEPÇÃO DO EDIFÍCIO.....</b>	<b>25</b>
5.1	Plano de necessidades .....	25
5.2	Características do terreno .....	25
5.3	Diretrizes legais para o projeto de arquitetura.....	27
5.3.1	Lei de zoneamento .....	27
5.3.2	Coeficiente de aproveitamento.....	28
5.3.3	Outorga onerosa .....	28
5.3.4	Taxa máxima de ocupação .....	29
5.3.5	Taxa mínima de permeabilidade .....	29
5.3.6	Recuos obrigatórios.....	29
5.3.7	Nível adotado para o pavimento térreo .....	30
5.3.8	Vagas de estacionamento .....	31
5.3.9	Rampa de acesso ao subsolo .....	33
5.3.10	Critérios geométricos para dimensionamento de escadas.....	33

5.3.11	Lavatório para P.N.E.....	34
5.4	Projeto de arquitetura .....	35
5.4.1	Estudos preliminares .....	35
5.4.2	Características incorporadas.....	35
5.4.3	Perspectiva da edificação .....	36
5.4.4	Projeto legal .....	37
5.4.5	Projeto básico de arquitetura.....	37
<b>6</b>	<b>PROJETO ESTRUTURAL.....</b>	<b>38</b>
6.1	Solução adotada.....	38
6.2	CrITÉRIOS adotados para projeto em concreto armado.....	39
6.2.1	Modelo de segurança adotado .....	39
6.2.2	Coeficientes de segurança adotados para redução das resistências no ELU.....	41
6.2.3	Coeficientes de segurança adotado para majoração das ações no ELU.....	42
6.2.4	Coeficientes de ponderação das ações para análise do ELS .....	42
6.2.5	Formulação para cálculo das ações nas combinações do ELU e ELS .....	43
6.2.6	Classe de agressividade ambiental e cobertura nominal da armadura.....	44
6.3	Materiais especificados .....	45
6.3.1	Concreto .....	45
6.3.2	Aço .....	46
6.4	Propriedades físicas do concreto estrutural .....	46
6.4.1	Resistência do concreto à tração .....	46
6.4.2	Módulo de elasticidade secante do concreto .....	47
6.4.3	Coeficiente de Poisson .....	47
6.4.4	Coeficiente de fluência.....	48
6.4.5	Resistência do concreto sob cargas de longa duração.....	48
6.5	Ações verticais atuantes na edificação .....	48
6.6	Ação do vento.....	49
6.6.1	Determinação da velocidade básica do vento .....	50
6.6.2	Determinação do fator topográfico ( $S_1$ ) .....	51
6.6.3	Determinação da rugosidade do terreno ( $S_2$ ) .....	51
6.6.4	Determinação do fator estatístico ( $S_3$ ) .....	53
6.6.5	Cálculo da velocidade característica do vento .....	53
6.6.6	Cálculo da pressão característica do vento.....	54
6.7	Pré-dimensionamento estrutural.....	54
6.7.1	Lajes .....	54
6.7.2	Vigas .....	54
6.7.3	Pilares.....	54
6.8	Modelo estrutural .....	55
6.8.1	Definição da geometria .....	55
6.8.2	Definição das propriedades físicas e geométricas dos elementos estruturais .....	55
6.8.3	Carregamento das ações na estrutura .....	57
6.9	Dimensionamento das lajes .....	58
6.9.1	4 Espessura adotada para a laje térrea.....	58
6.9.2	Tipo de armação adotada .....	59

6.9.3	Determinação dos esforços solicitantes .....	59
6.9.4	Dimensionamento da armadura positiva de flexão .....	60
6.9.5	Dimensionamento da armadura negativa de flexão .....	61
6.9.6	Dimensionamento da armadura de força cortante.....	62
6.9.7	Armação adotada.....	62
6.9.8	Verificação do estado limite de deformação excessiva.....	63
6.9.9	Detalhes adicionais.....	65
6.10	Dimensionamento das vigas .....	66
6.10.1	Propriedades geométricas da seção adotada .....	67
6.10.2	Esforços dimensionantes .....	67
6.10.3	Dimensionamento da armadura de flexão positiva .....	68
6.10.4	Dimensionamento da armadura de flexão negativa .....	68
6.10.5	Decalagem da armadura longitudinal.....	69
6.10.6	Dimensionamento da armadura de força cortante.....	70
6.10.7	Dimensionamento da armadura de torção.....	73
6.10.8	Verificação da flexo-torção.....	76
6.10.9	Disposições construtivas .....	77
6.10.10	Armação adotada.....	78
6.10.11	Verificação do estado limite de deformação excessiva.....	79
6.10.12	Verificação do estado limite de abertura de fissura .....	83
6.10.13	Cruzamento entre a viga T-V02-H e a viga T-V03-V .....	87
6.10.14	Considerações para dimensionamento da viga E-V02-H.....	89
6.11	Dimensionamento dos pilares .....	89
6.11.1	Geometria adotada .....	90
6.11.2	Efeito de 2ª ordem global.....	90
6.11.3	Esforços solicitantes.....	91
6.11.4	Excentricidade acidental .....	91
6.11.5	Excentricidade de 1ª ordem.....	92
6.11.6	Excentricidade de 2ª ordem local .....	92
6.11.7	Excentricidade de fluência .....	94
6.11.8	Solicitações de cálculo .....	95
6.11.9	Dimensionamento da armadura longitudinal .....	96
6.11.10	Disposições construtivas .....	97
6.11.11	Emendas das barras longitudinais .....	99
6.11.12	Dimensionamento da armadura transversal .....	102
6.11.13	Considerações para dimensionamento dos pilares P2, P3, P4 e P7 .....	104
6.12	Dimensionamento das escadas .....	104
6.12.1	Geometria.....	105
6.12.2	Modelo de cálculo .....	105
6.12.3	Ações características .....	105
6.12.4	Esforços solicitantes.....	106
6.12.5	Dimensionamento da armadura de flexão.....	106
6.12.6	Dimensionamento da armadura de força cortante.....	106
6.12.7	Verificação do estado limite de abertura de fissura .....	107

6.12.8	Armação adotada.....	108
6.13	Índices estruturais do projeto .....	108
6.13.1	Lajes .....	108
6.13.2	Vigas .....	109
6.13.3	Pilares.....	109
6.14	Detalhes gerais .....	109
6.14.1	Estocagem das armaduras .....	109
6.14.2	Sistema de fôrmas e escoramentos convencionais.....	110
6.14.3	Montagem das armaduras .....	110
6.14.4	Cuidados na concretagem .....	111
<b>7</b>	<b>CONTENÇÃO E MOVIMENTO DE TERRA .....</b>	<b>114</b>
7.1	Contenção.....	114
7.1.1	Solução adotada .....	114
7.1.2	Parâmetros de engenharia do solo.....	114
7.1.3	Dimensionamento dos taludes.....	115
7.2	Movimento de terra .....	119
7.2.1	Recomendações iniciais .....	119
7.2.2	Cálculo do movimento de terra.....	120
<b>8</b>	<b>PROJETO DE FUNDAÇÃO.....</b>	<b>121</b>
8.1	Ensaio requeridos.....	121
8.2	Tensão admissível do solo.....	122
8.2.1	Análise dos ensaios SPT .....	122
8.2.2	Estimativa da tensão admissível do solo.....	122
8.3	Solução adotada.....	124
8.4	Disposições construtivas .....	124
8.5	Dimensionamento das sapatas isoladas.....	125
8.5.1	Conversão dos esforços solicitantes para os eixos locais da sapata.....	125
8.5.2	Dimensionamento da base da sapata.....	126
8.5.3	Dimensionamento da altura da sapata.....	127
8.5.4	Cálculo da altura mínima na extremidade da sapata.....	128
8.5.5	Cálculo do parâmetros geométricos da sapata dimensionada.....	128
8.5.6	Verificação da tensão admissível do solo .....	128
8.5.7	Verificação da ruptura por esmagamento do concreto na base do pilar .....	129
8.5.8	Verificação da ruptura do concreto por compressão diagonal.....	129
8.5.9	Dimensionamento da armadura de flexão.....	130
8.5.10	Dimensionamento da armadura de força cortante.....	132
8.5.11	Disposições construtivas .....	133
8.6	Dimensionamento da viga de equilíbrio.....	134
8.6.1	Modelo de cálculo .....	134
8.6.2	Geometria adotada .....	135
8.6.3	Esforços solicitantes.....	135
8.6.4	Dimensionamento da armadura de flexão.....	135
8.6.5	Dimensionamento da armadura de força cortante.....	136
<b>9</b>	<b>VEDAÇÕES.....</b>	<b>138</b>

9.1	Normatização.....	138
9.2	Vãos em parede de alvenaria.....	138
9.2.1	Vergas e contravergas .....	138
9.2.2	Dimensionamento das vergas.....	139
9.3	Fixação das alvenarias de vedação em estruturas de concreto.....	139
9.4	Projeto de vedação.....	140
<b>10</b>	<b>SISTEMAS PREDIAIS.....</b>	<b>141</b>
10.1	Sistema predial de energia elétrica.....	141
10.1.1	Previsão de carga.....	141
10.1.2	Sistema recomendado.....	145
10.1.3	Traçado adotado .....	146
10.2	Sistema predial de água fria .....	146
10.2.1	Solução adotada .....	146
10.2.2	Traçado adotado .....	146
10.2.3	Dimensionamento do reservatório superior .....	147
10.2.4	Dimensionamento do alimentador predial .....	150
10.2.5	Dimensionamento do sistema de distribuição.....	151
10.3	Sistema de esgoto sanitário .....	157
10.3.1	Solução adotada .....	159
10.3.2	Modelo de cálculo .....	159
10.3.3	Disposições construtivas .....	160
10.3.4	Traçado adotado .....	162
10.3.5	Dimensionamento do Módulo 01.....	162
10.4	Sistema predial de água pluvial.....	167
10.4.1	Solução adotada .....	167
10.4.2	Modelo de cálculo .....	168
10.4.3	Intensidade pluviométrica .....	168
10.4.4	Ação dos ventos .....	169
10.4.5	Área de contribuição .....	169
10.4.6	Vazão de projeto .....	170
10.4.7	Dimensionamento do condutor horizontal.....	171
10.4.8	Dimensionamento do condutor vertical .....	172
10.4.9	Disposições construtivas .....	172
<b>11</b>	<b>COBERTURA VERDE.....</b>	<b>173</b>
11.1	Conceituação e histórico .....	173
11.2	Componentes da cobertura verde .....	175
11.3	Tipos de telhado verde .....	176
11.4	Benefícios da cobertura verde .....	177
11.5	Tipos de plantas.....	179
11.6	Concepção do jardim.....	179
11.7	Normas .....	181
11.8	Estudo da cobertura .....	182
11.8.1	Modelo de cálculo .....	182
11.8.2	Premissas de projeto.....	182

11.8.3 Parâmetros.....	184
11.8.4 Resultados .....	186
<b>12 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....</b>	<b>192</b>
<b>13 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>193</b>
<b>APÊNDICE A – Padrão de projeto .....</b>	<b>200</b>
<b>APÊNDICE B – Levantamento da região .....</b>	<b>202</b>
<b>APÊNDICE C – Levantamento topográfico .....</b>	<b>203</b>
<b>APÊNDICE D – Projeto legal.....</b>	<b>204</b>
<b>APÊNDICE E – Projeto de arquitetura .....</b>	<b>205</b>
<b>APÊNDICE F – Projeto estrutural .....</b>	<b>206</b>
<b>APÊNDICE G – Fundações e movimento de terra .....</b>	<b>207</b>
<b>APÊNDICE H – Vedações .....</b>	<b>208</b>
<b>APÊNDICE I – Sistemas prediais .....</b>	<b>209</b>
<b>ANEXO A – Estudo mercadológico .....</b>	<b>210</b>
<b>ANEXO B – Estoque para outorga onerosa.....</b>	<b>221</b>
<b>ANEXO C – Parâmetros legais de projeto.....</b>	<b>223</b>
<b>ANEXO D – Laje com vigota pré moldada convencional.....</b>	<b>225</b>
<b>ANEXO E – Laje com vigota pré moldada protendida .....</b>	<b>226</b>
<b>ANEXO F – Tabelas da NBR 6118 (ABNT, 2007).....</b>	<b>227</b>
<b>ANEXO G – Catálogo técnico caixa de água .....</b>	<b>231</b>
<b>ANEXO H – Tabela de Czerny .....</b>	<b>232</b>
<b>ANEXO I – Agregado para construção civil.....</b>	<b>233</b>
<b>ANEXO J – Norma técnica – Baixa tensão / Eletropaulo.....</b>	<b>234</b>
<b>ANEXO K – Catálogo técnico - Caixa sifonada .....</b>	<b>235</b>

---

---

## 1 INTRODUÇÃO E JUSTIFICATIVA

Localizada próxima ao Morumbi, a Vila Andrade teve significativo crescimento nos últimos anos. Devido à disponibilidade de terrenos de baixo custo em relação as regiões adjacentes e ao surgimento de uma extensa rede de comércio e serviços, o bairro chamado de “Novo Morumbi” atrai cada vez mais novos empreendimentos e moradores. Segundo dados do jornal O Estado de São Paulo, de 2011, a Vila Andrade foi o distrito da capital que mais cresceu entre os anos 2000 e 2010, com aumento de cerca de 70% na população residente, enquanto a cidade teve crescimento médio de apenas 7,8% (PEREIRA, 2011).

A região possui diversos atrativos como o Parque Burle Marx, o Shopping Jardim Sul, uma série de colégios conhecidos e bem conceituados, novas redes de supermercados, farmácias e academias. Apresenta fácil acesso para a Marginal Pinheiros e deve contar nos próximos anos com novos investimentos por parte da Prefeitura e do Governo do Estado de São Paulo para a construção de novas estações de Metrô e do Monotrilho, de uma avenida perimetral paralela à Avenida Giovanni Gronchi e de uma nova ponte sobre o Rio Pinheiros.

Acompanhando o crescimento na região, foi comprado um terreno situado na esquina da Rua Dr. Luiz Migliano com a Rua Cherpitel. A possibilidade de elaborar um projeto nesse terreno mostrou-se uma proposta interessante para o trabalho de formatura, por se tratar de um empreendimento comercial de pequeno porte que permite a aplicação de conceitos dos diversos ramos da engenharia civil. Além disso, viu-se a oportunidade de exercitar o conceito de sustentabilidade, gerando uma forte interface com aspectos ligados à engenharia ambiental, aumentando nível de complexidade e requisitos a serem cumpridos no projeto. Outros fatores também contribuíram para a escolha do tema, dentre eles a facilidade de acesso ao terreno, facilidade de comunicação com a proprietária, peça fundamental para obtenção de dados e informações para o projeto.

---

---

## 2 OBJETIVOS

O objetivo deste projeto é conceber um edifício comercial atendendo às necessidades da cliente em função dos recursos disponíveis, pensando na construtibilidade e na funcionalidade dos espaços. Procura-se aproveitar ao máximo a iluminação e ventilação natural, considerar aspectos ligados ao conforto térmico e acústico do usuário, além de buscar a integração social, adequando a edificação à circulação e ao acesso de pessoas com necessidades especiais.

### 2.1 Objetivos específicos

Os objetivos específicos envolvem a elaboração dos seguintes projetos com os respectivos desenhos e memoriais de cálculo, respeitando todos os critérios prescritos na legislação e nas normas técnicas vigentes no país:

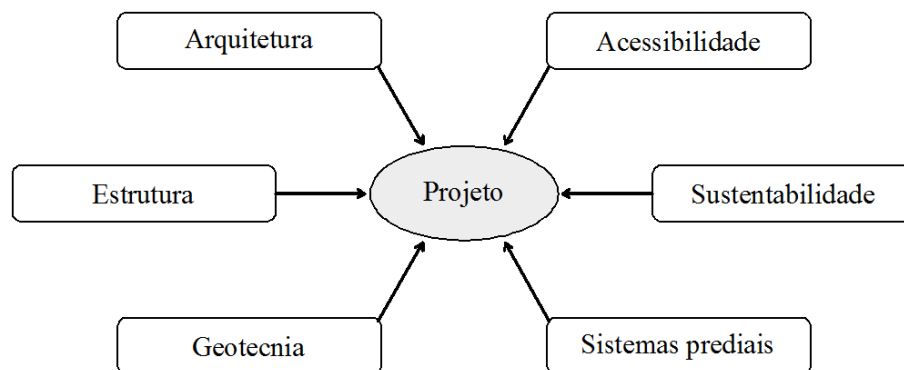
- Estudo mercadológico;
- Projeto legal;
- Projeto de arquitetura;
- Projeto de terraplanagem e contenção;
- Projeto de fundações;
- Projeto estrutural;
- Projeto de cobertura e drenagem de águas pluviais;
- Projeto dos sistemas hidráulicos e sanitários;
- Projeto de paisagismo;
- Projeto de impermeabilizações, drenagem de solo e proteções;
- Projeto de vedações.

---

---

### 3 METODOLOGIA

Propõe-se abordar os seguintes tópicos no projeto a ser desenvolvido: arquitetura, conceitos de acessibilidade e sustentabilidade, além do conhecimento de alguns dos ramos da engenharia civil estudados ao longo do curso – estrutura, geotecnia e sistemas prediais. Conforme apresentado na Figura 1.



**Figura 1** – Proposta para o projeto

#### 3.1 Proposta de apresentação do projeto

Optou-se por dividir a apresentação do dimensionamento dos principais sistemas deste projeto em duas classes de documentos: o relatório – documento este que o leitor desfruta no momento – e os memoriais de cálculo. O primeiro deles, o relatório, tem como objetivo descrever os procedimentos adotados, indicando o passo a passo e a teoria por trás do dimensionamento, além dos principais pontos a serem observados nas normas técnicas de forma acessível e de fácil compreensão para os leitores, incluindo os que não são familiarizados com a engenharia ou das partes específicas da engenharia civil. O segundo tipo de documento – os memoriais de cálculo, compostos por tabelas e gráficos utilizados no dimensionamento – requerem um maior nível de conhecimento técnico de áreas específicas e buscam reproduzir os documentos técnicos elaborados no dia a dia de escritórios de projeto de engenharia, em que apenas as informações mais relevantes são exibidas de forma sintetizada. Por último, serão utilizados os desenhos que são o resumo, apresentados de forma gráfica, das principais informações do dimensionamento dos sistemas<sup>[1]</sup>.

---

<sup>1</sup> Detalhes sobre a nomenclatura e os padrões técnicos adotados para a representação dos desenhos, consultar o – APÊNDICE A.

---

---

## **3.2 Desenvolvimento dos projetos**

Para atingir os objetivos propostos realizou-se as seguintes tarefas:

### **3.2.1 Estudos preliminares**

Foram realizadas em paralelo as três seguintes atividades:

- Uma reunião para determinar as necessidades da cliente.
- Contatar uma empresa com experiência em elaboração de estudo mercadológico.
- Levantamento da legislação local em vigor.

### **3.2.2 Concepção do edifício**

Devido à carência de conhecimento do grupo em relação aos aspectos ligados à arquitetura foram consultados arquitetos para auxílio na concepção da edificação. As plantas da edificação foram feitas com auxílio do *software AutoCAD®* e o modelo 3D da edificação foi elaborado com o *software 3ds Max®*. Utilizou-se como referência a seguinte bibliografia:

- Lei nº 13.885/2004 – Lei de Uso e Ocupação do Solo.
- NBR 9050:2004 – Acessibilidade a edificações, mobiliário, espaços e equipamentos urbanos.
- Arte de projetar em arquitetura. 7ª Edição. Editora Gustavo Gili. São Paulo, 1976.

### **3.2.3 Projeto estrutural**

Consultaram-se engenheiros de estruturas para a elaboração de um modelo estrutural utilizando o *software STRAP®*, a armação da estrutura foi calculada com auxílio da planilha eletrônica *Excel®*. Os desenhos de forma e armação foram elaborados com auxílio do *software Allplan®*. Utilizou-se como referência a seguinte bibliografia:

- NBR 6118:2007 – Projeto de estruturas de concreto - Procedimento.
- NBR 6120:1980 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações.
- NBR 6123:1988 – Forças devidas ao vento em edificações.
- NBR 8681:2003 – Ações e segurança nas estruturas - Procedimento.

- 
- 
- ARAÚJO, J. M., Curso de Concreto Armado. 2ª Edição. Rio Grande do Sul, 2003. Ed. Dunas.
  - FUSCO, P. B., *Técnica de Armar as Estruturas de Concreto*. São Paulo, 1994. Ed. PINI.
  - LEONHARDT, F., *Construções de Concreto. 1ª Edição*. Rio de Janeiro, 1977. Livraria Interciência.
  - MONTOYA, P. J.; MESEGUER, A. G.; CABRE F. M., *Hormigón Armado. 7ª Ed.* Barcelona, 1987. Editorial Gustavo Gili, S.A.

### 3.2.4 Projeto geotécnico

A fim de elaborar um projeto suficientemente condizente com a realidade obtiveram-se ensaios de geotecnia. Existem diversas obras de edifícios de grande porte em torno ao local do projeto, portanto obtiveram-se os ensaios utilizados para o dimensionamento dessas obras, priorizando as mais próximas ao terreno em questão. A contenção foi dimensionada com auxílio do *software GeoStudio 2012®*, a fundação foi dimensionada com auxílio da planilha eletrônica *Excel®* e os modelos das vigas de travamento foram elaboradas com auxílio do *software Ftools*. Utilizou-se como referência a seguinte bibliografia:

- NBR 6122:2010 – Projeto e execução de fundações.
- *Fundações: teoria e prática. 2ª Edição*. Editora PINI, São Paulo, 1998.

### 3.2.5 Sistemas prediais

Os projetos de sistemas prediais foram realizados com auxílio da seguinte bibliografia:

- NBR 5626:1998 – Instalação predial de água fria.
- NBR 15575:2013 – Edificações habitacionais - Desempenho.
- Notas de aula de PCC2465 e PCC2466 (Sistemas prediais I e II).

### 3.2.6 Cobertura verde

Foi feito um estudo do desempenho térmico da edificação utilizado o *software DesignBuilder®* a fim de avaliar os benefícios da cobertura verde. Foram utilizadas as seguintes bibliografias:

- NBR 15220:2003 – Desempenho térmico de edificações.

- 
- 
- NBR 15575:2013 – Edificações habitacionais - Desempenho.

---

---

## 4 ESTUDO MERCADOLÓGICO

O entendimento e o posicionamento estratégico são fundamentais para minimizar os riscos associados na abertura de novos negócios. Neste capítulo buscou-se descrever de forma qualitativa as possíveis alternativas de empreendimentos a serem desenvolvidas no terreno visando amparar a decisão do empreendedor – no caso a cliente do projeto – que, em última instância, tem o poder decisório de realizar ou não o investimento em determinado tipo de empreendimento, sendo a responsável por manejar o senso de risco considerando a manutenção de um certo estado de equilíbrio no binômio qualidade x riscos<sup>[2]</sup> (LIMA, 1995).

Elaborou-se o estudo mercadológico com a finalidade de analisar o perfil da região na qual terreno está situado, e por consequência, avaliar o potencial de uma série de possíveis empreendimentos – por exemplo, edifício de escritórios, loja, farmácia, padaria, entre outros – que podem exigir da edificação projetada características particulares. Por recomendação da Prof.<sup>a</sup> Eliane Monetti, contatou-se a empresa *Urban Systems*®, especializada na avaliação da demanda de mercado por meio de cruzamento de dados demográficos em mapas digitais.

Foram elaborados pela *Urban Systems*® dois estudos com diferentes enfoques para a análise do potencial do terreno em estudo: o primeiro focando a parte empresarial (salas de escritório para alugar), o segundo focando a parte comercial (restaurante, supermercado, entre outros). Segue abaixo a síntese dos estudos realizados<sup>[3]</sup>:

### 4.1 Análise empresarial

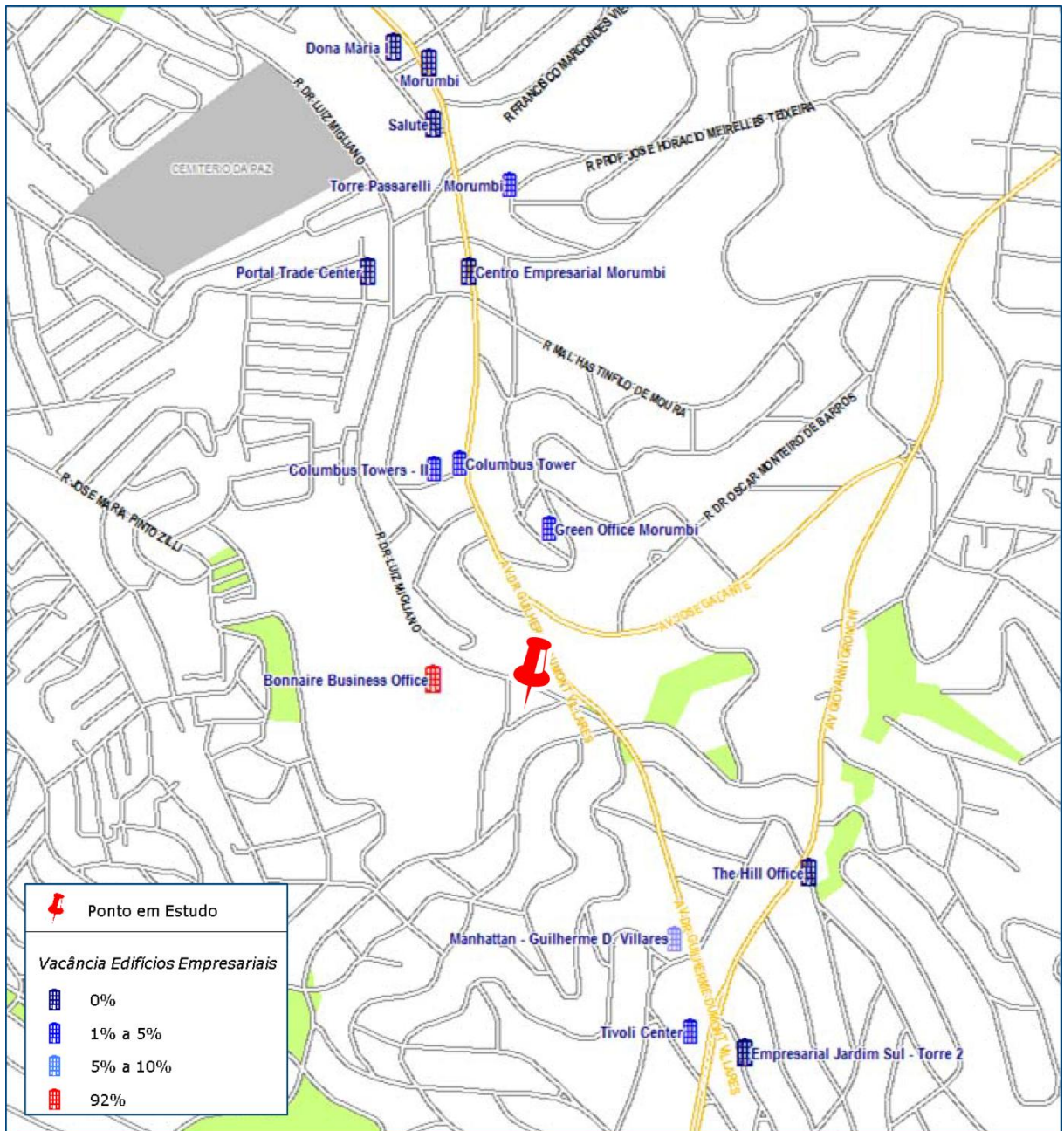
#### 4.1.1 Levantamento da região

Inicialmente foram identificados os edifícios empresariais na região ao redor do *Shopping Portal do Morumbi* ou próximos ao *Shopping Jardim Sul*, ambos localizados a menos de 1 km do terreno. De acordo com o levantamento elaborado pela URBAN SYSTEM (2013), existem 17 empreendimentos, sendo que 14 deles com as respectivas vacâncias são mostrados na Figura 2.

---

<sup>2</sup> Simplificadamente "custo x benefício".

<sup>3</sup> Os estudos completos elaborado pela *Urban Systems*® encontram-se disponível no ANEXO A.



**Figura 2** – Distribuição dos edifícios empresariais próximos ao empreendimento em estudo

Fonte: Estudo Luiz Migliano, p.3 (URBAN SYSTEMS, 2013)

#### 4.1.2 Análise dos edifícios da região

Ainda segundo o levantamento elaborado dos 17 edifícios existentes, oito foram entregues antes de 2000, cinco foram entregues entre 2000 e 2007 e quatro, entregues depois de 2010. Na Tabela 1 é apresentado o resumo com a data de entrega e as principais características físicas dos edifícios levantados pela *Urban Systems*®.

**Tabela 1** – Características físicas dos edifícios empresariais da região estudada

Nome	Data de entrega	Fibra ótica	Heliponto	Academia	Auditório	Restaurante	Banco	Caixa	CFTV	Sprinkler	Elevador	Vagas de est.	Nº de conj.
Portal Trade Center	jun/88								X		2	2	10
Trivoli Center	dez/94	X	X				X	X	X		3	24	8
Torre Passarelli - Morumbi	jul/97	X							X		4	18	10
Dona Maria I	nov/97											8	3
Salute	jan/98	X							X		1		3
Manhattan	mar/99										2	4	6
Columbus Tower	abr/99										3	1	10
Morumbi	ago/99										2	4	6
The Hill Office	jan/00										2	8	7
Jardim Sul Office Tower	mar/01										2	6	11
Columbus Tower - II	jun/01								X	X	2	9	7
11º Cartório	set/02								X	X	1	6	4
Green Office Morumbi	dez/07										3	7	13
Bonnaire Business Office	jan/12	X			X	X			X	X	10	10	25
Centro Empresarial Morumbi	jan/13	X							X	X	3	12	12
Emp. Jardim Sul - Torre 1	nov/13								X	X	#	15	6
Emp. Jardim Sul - Torre 2	nov/13								X	X	9	15	6

**Fonte:** Estudo Luiz Migliano, p.4 (URBAN SYSTEMS, 2013)

Além disso, segundo a URBAN SYSTEMS (2013) os empreendimentos mais antigos – em sua maioria edifícios de menor porte com até 2.500 m<sup>2</sup> de área locável – são os que apresentam menor vacância devido ao menor valor de locação, condomínio e IPTU em relação os edifícios mais novos, que apresentam melhor infraestrutura e, conseqüentemente, maior preço de locação. Em particular, destaca-se o *Bonnaire Business Office*, entregue em 2010 e localizado a poucos metros do empreendimento em estudo, que, por estar afastado dos pólos comerciais da região, apresenta uma alta taxa de vacância, sendo considerado um empreendimento que não vingou comercialmente. Seguem na Tabela 2 os dados relativos a disponibilidade dos edifícios empresariais da região:

**Tabela 2** – Características comerciais dos edifícios empresariais da região estudada

Nome	Endereço	Nº de andares	Área por andar (m <sup>2</sup> )	Área locável total (m <sup>2</sup> )	Área locável disponível (m <sup>2</sup> )	Vacância	Valor (R\$/m <sup>2</sup> )
Portal Trade Center	Rua Dr. Luiz Migliano	10	275	2.750	-	0%	-
Trivoli Center	Rua Eng. Antônio Jovino	8	816	6.528	204	3%	60
Torre Passarelli - Morumbi	Rua Dr. Luiz Migliano	10	320	3.200	80	3%	-
Dona Maria I	Av. Dr. Guilherme D. Villares	3	250	750	-	0%	-
Salute	Av. Dr. Guilherme D. Villares	3	450	1.350	-	0%	-
Manhattan	Av. Dr. Guilherme D. Villares	6	176	1.056	84	8%	38
Columbus Tower	Av. Dr. Guilherme D. Villares	10	175	1.750	70	4%	51
Morumbi	Av. Dr. Guilherme D. Villares	6	110	660	-	0%	-
The Hill Office	Av. Giovanni Gronchi	7	188	1.316	-	0%	-
Jardim Sul Office Tower	Rua Nelson Gama de Oliveira	11	210	2.310	105	5%	45
Columbus Tower - II	Rua Karl Richtr	7	297	1.782	66	4%	51
11º Cartório	Rua Nelson Gama de Oliveira	4	180	720	-	0%	-
Green Office Morumbi	Rua Domingos Lopes da Silva	13	256	3.328	36	1%	46
Bonnaire Business Office	Rua Dr. Luiz Migliano	25	800	20.000	18.364	92%	50
Centro Empresarial Morumbi	Av. Dr. Guilherme D. Villares	12	396	4.752	-	0%	56
Emp. Jardim Sul - Torre 1	Rua Jandiatuba	6	1.043	6.258	-	0%	85
Emp. Jardim Sul - Torre 2	Rua Jandiatuba	6	1.043	6.258	-	0%	85

Fonte: Estudo Luiz Migliano, p.4 (URBAN SYSTEMS, 2013)

### 4.1.3 Conclusão da análise empresarial

Considerando a pequena área do terreno e a presença de um empreendimento de grande porte com elevada vacância a poucos metros (*Bonnaire Business Office*), concluiu-se que o potencial do terreno para um edifício de escritórios é praticamente nulo.

## 4.2 Análise comercial

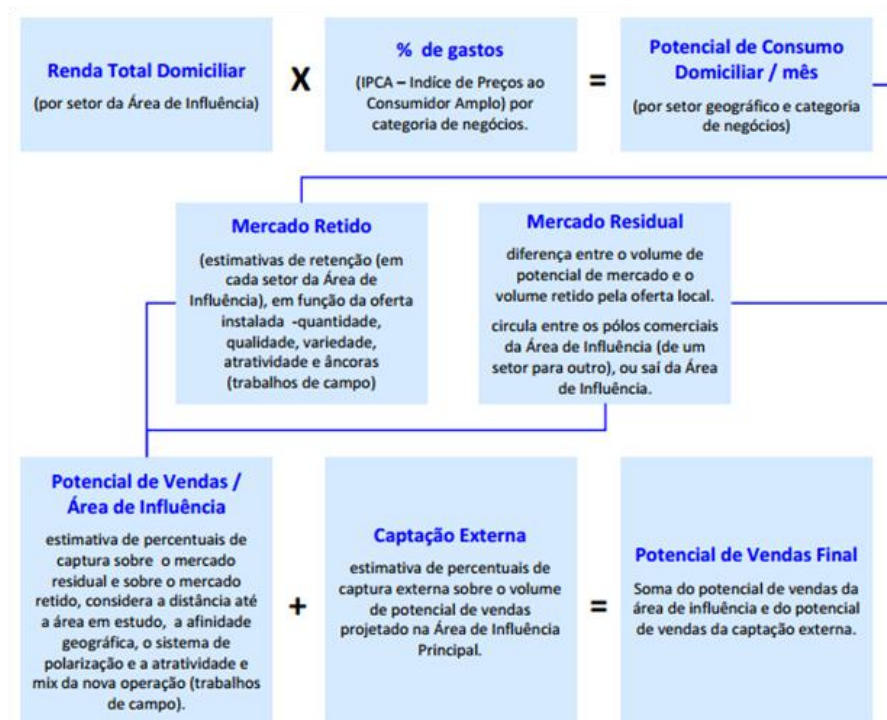
### 4.2.1 Metodologia de cálculo

A *Urban Systems*® utiliza a seguinte metodologia para a avaliação do potencial de mercado:

- Determinação da área de influência do potencial negócio
- Determinação da população e do poder aquisitivo dentro da área de influência com o cruzamento de dados do censo do IBGE e com projeções
- Determinação do percentual de gastos por categoria de negócio (potencial de consumo)
- Determinação das parcelas de gastos retidas pela oferta instalada e do mercado residual

- Determinação do potencial de vendas

Pode-se resumir a metodologia descrita conforme o fluxograma mostrado na Figura 3.



**Figura 3** – Metodologia de cálculo para avaliação do potencial de mercado

**Fonte:** Estudo Luiz Migliano, p.13 (URBAN SYSTEMS, 2013)

Devido à complexidade e à necessidade de conhecimento específico para a elaboração do estudo mercadológico, dividiu-se a análise em duas partes, conforme a sugestão da *Urban Systems*®. A primeira parte, de delimitação e levantamento da área de influência do empreendimento, foi executada pelo grupo; a segunda parte, de avaliação do potencial de mercado, foi elaborado pela *Urban Systems*®.

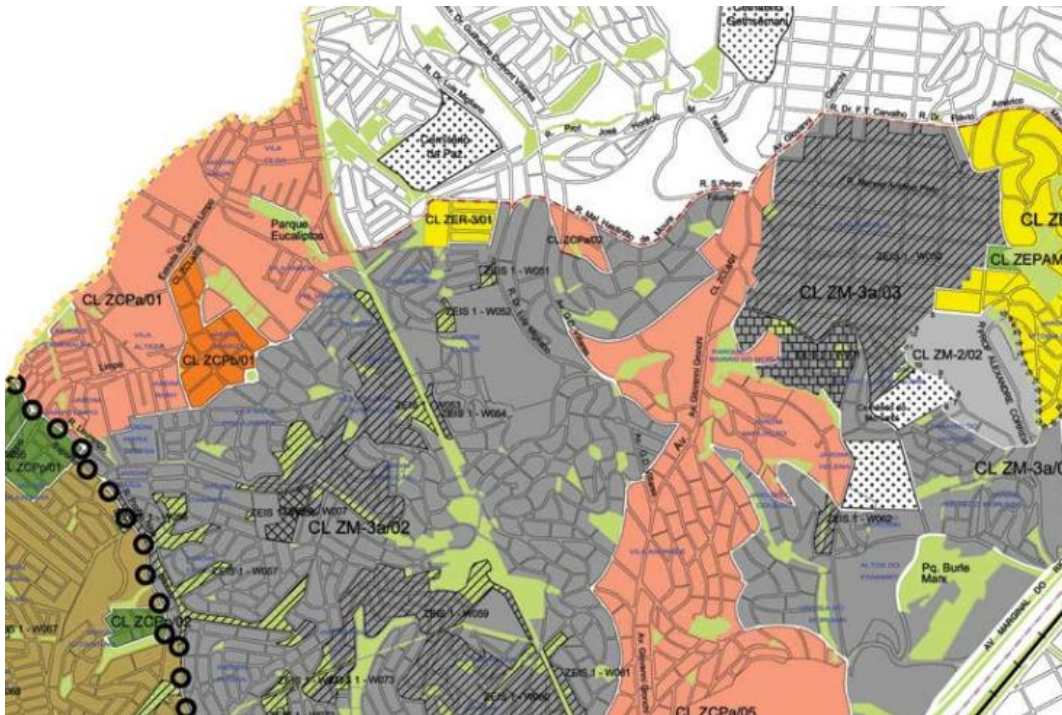
#### 4.2.2 Delimitação da região de estudo

Devem ser considerados para a delimitação da região de estudo em torno do empreendimento diversos fatores que interferem diretamente na área de influência do ponto comercial. Segundo a URBAN SYSTEMS (2013) os principais critérios são:

- Localização do ponto (posicionamento no contexto do mercado)
- Barreiras naturais e estruturais (rios, ferrovias, rodovias, etc.)
- Condições e formas de acessos (vias, avenidas, transporte, etc.)

- Tempo de percurso (minutos gastos para se chegar até o empreendimento)
- Limitação de distâncias (quilometragem da origem-destino)
- Concorrência (presença de empreendimentos semelhantes no mercado)
- Cenário futuro da concorrência (projetos para novos empreendimentos)
- Atratividade do futuro shopping (tamanho, qualidade, especialização e mix)
- Polarização do local (convergência de pessoas a negócios, passeios, saúde, etc.)
- Atratividade da cidade sobre as cidades da região (polarização)

Seguindo as recomendações acima citadas, delimitou-se a região a ser estudada, utilizando o zoneamento disponibilizado pela Subprefeitura do Campo Limpo (Figura 4) e pela Subprefeitura do Butantã (Figura 5).

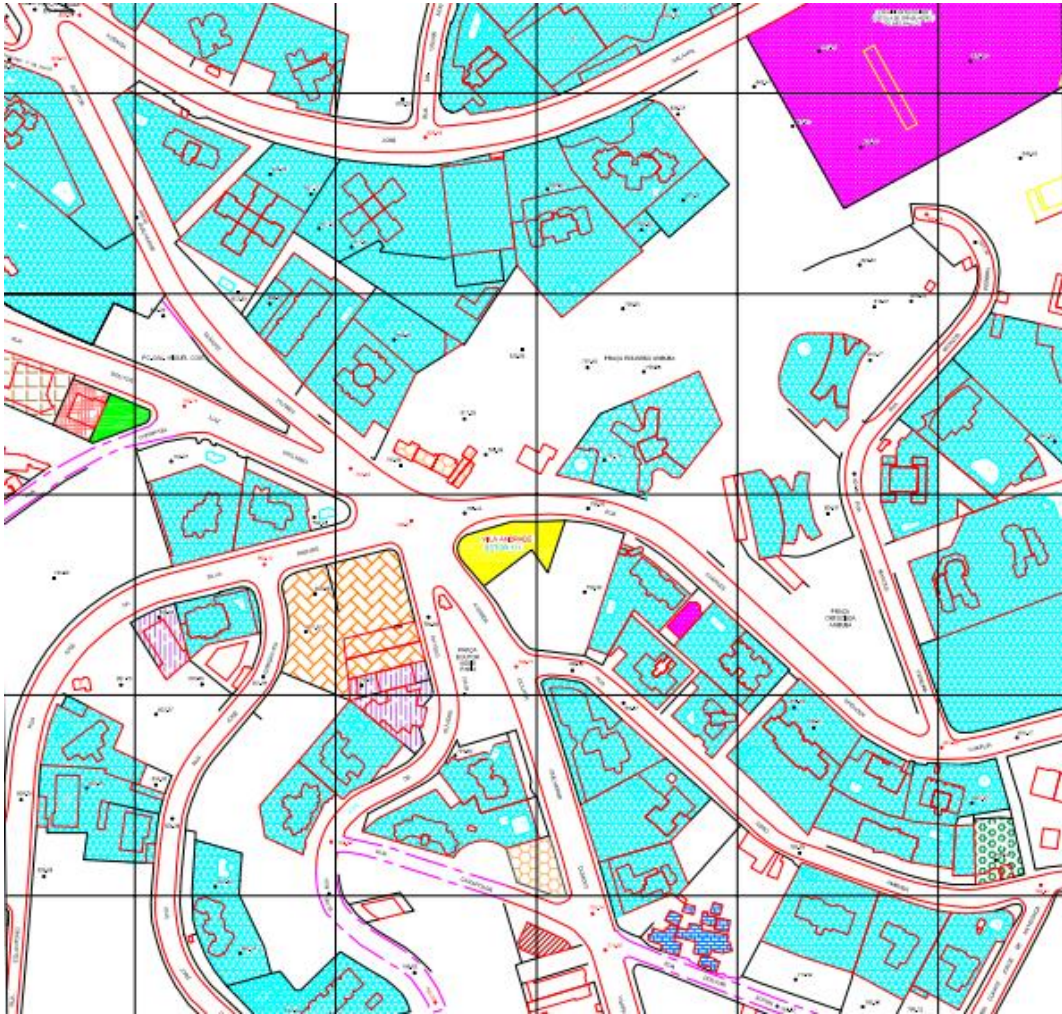


**Figura 4** – Mapa de uso e ocupação do solo na região da subprefeitura do Campo Limpo

**Fonte:** Prefeitura de São Paulo, 2004







**Figura 7** – Mapeamento da região em torno ao lote em estudo

Analisando-se os dados levantados pelo grupo, concluiu-se que a região é preponderantemente residencial com edifícios de 20 a 30 andares. Para atender à demanda da população local de médio a alto-padrão, existem nas principais vias da região uma extensa variedade de comércio e serviços, tais como padarias, farmácias, restaurantes, salões de beleza, escolas, postos de gasolina, academias e lojas de vestuário a comércio de móveis planejados, assoalhos e cortinas, todas dentro da classificação de uso do solo nR1 da Prefeitura de São Paulo. Destaca-se que estão em construção na região diversos edifícios residenciais de alto padrão que densificarão ainda mais a área aumentando a demanda por comércios e serviços básicos.

#### 4.2.4 Análise da região de estudo pela Urban Systems®

A partir dos dados levantados em campo pelo grupo, a *Urban Systems*® realizou a segunda etapa do estudo, na qual foram identificados os potenciais tipos de empreendimentos passíveis de serem implantados no terreno em questão.

- Características da área primária

A partir do censo do IBGE de 2010, elaborou-se uma projeção para estimativa da população residente dentro da área primária, apresentado na Tabela 3:

**Tabela 3** – Dados projetados da população residente na área primária

Área de influência	Domicílios	População	Renda média familiar	Renda total mensal (x mil)
Primária	7.317	19.081	R\$ 13.497	R\$ 98.755

**Fonte:** Estudo Luiz Migliano, p.6 (URBAN SYSTEMS, 2013)

- Dados demográficos e projeções populacionais

Elaborou-se uma projeção no crescimento de domicílios dentro da área de influência primária utilizando uma taxa geométrica de crescimento anual (TGCA) de 4,1%. Os resultados obtidos são mostrados na Tabela 4:

**Tabela 4** – Projeção de número de domicílios

Área de influência	TGCA (%)	Período		
		2013	2015	2017
		Nº de domicílios		
Primária	4,1 %	7.317	7.935	8.606
São Paulo	1,7 %	3.799.389	3.932.167	4.069.585

**Fonte:** Estudo Luiz Migliano, p.9 (URBAN SYSTEMS, 2013)

A projeção da população foi elaborada utilizando uma taxa geométrica de crescimento anual (TGCA) de 2,8%. Os resultado obtidos são mostrados na Tabela 5:

**Tabela 5** – Projeção da evolução populacional

Área de influência	TGCA (%)	Período		
		2013	2015	2017
		População		
Primária	2,8 %	19.081	20.160	21.299
São Paulo	0,8 %	11.511.599	11.686.943	11.864.958

**Fonte:** Estudo Luiz Migliano, p.8 (URBAN SYSTEMS, 2013)

Em seguida dividiu-se a população por faixa etária, conforme mostrado na Tabela 6. Observaram-se as três seguintes características:

- A faixa etária predominante corresponde a faixa de 30 a 39 anos – 20,6% do total
- O grupo com maior pré-disposição e independência para consumo – faixa entre 20 e 59 anos – representa cerca de 64% do total
- A população de seniores – acima de 60 anos – corresponde a cerca de 12% da população residente local

**Tabela 6** – Distribuição da população por faixa etária

Área de influência	População - 2013									
	De 0 a 9	De 10 a 19	De 20 a 29	De 30 a 39	De 40 a 49	De 50 a 59	De 60 a 69	De 70 a 79	Mais de 80	Total
Primária	2.278	2.330	2.766	3.932	3.274	2.265	1.373	606	256	19.081
Participação	11,9%	12,2%	14,5%	20,6%	17,2%	11,9%	7,2%	3,2%	1,3%	100,0%
São Paulo	1.503.959	1.749.888	2.111.592	1.941.384	1.591.678	1.244.190	742.223	417.690	208.995	11.511.599
Participação	13,1%	15,2%	18,3%	16,9%	13,8%	10,8%	6,4%	3,6%	1,8%	100,0%

**Fonte:** Estudo Luiz Migliano, p.8 (URBAN SYSTEMS, 2013)

- Rendimento médio da população residente na área primária

Na Tabela 7, estão separados os domicílios por faixa de rendimento do chefe da família. Pode-se observar que a maior faixa da população residente tem alto poder aquisitivo, com rendimento superior a 15 salários mínimos<sup>[4]</sup> ou seja superior a R\$ 10 mil por mês.

**Tabela 7** – Distribuição da população por faixa de rendimento

Área de influência	Domicílios por Faixa de Rendimento em Salários Mínimos *							Total
	Sem renda	Até 01	De 01 a 02	De 02 a 05	De 05 a 10	De 10 a 15	Mais de 15	
Primária	609	237	431	986	1.531	747	2.776	19.081
Participação	8,3%	3,2%	5,9%	13,5%	20,9%	10,2%	37,9%	100,0%
São Paulo	607.388	509.493	1.015.065	924.702	427.711	107.443	207.587	3.799.389
Participação	16,0%	13,4%	26,7%	24,3%	11,3%	2,8%	5,5%	100,0%

**Fonte:** Estudo Luiz Migliano, p.9 (URBAN SYSTEMS, 2013)

<sup>4</sup> Salário mínimo vigente em 2013 – R\$ 678,00 – Conforme o Decreto N° 7.872/2012.



- Percentual de gasto em cada categoria de negócios

Para efetuar a composição dos percentuais de gastos de cada categoria de negócios a *Urban Systems*® utilizou os índices de consumo do IPCA (Índice de Preços ao Consumidor Amplo), realizada pelo IBGE, na região metropolitana de São Paulo (RMSP). Esses percentuais indicam a parcela da renda domiciliar destinada ao consumo de produtos e serviços em diferentes categorias de negócios e variam ligeiramente de acordo com o perfil social de cada setor geográfico da área de influência. Para o presente estudo foram adotados os valores indicados na última coluna da Tabela 9.

**Tabela 9** – Percentual de gasto médio da renda familiar por categoria de negócio

Categoria	RMSP	Ponderando pela área de influência
Comércio	45,6%	38,3%
Alimentação	8,9%	8,5%
Artigos diversos	5,3%	4,5%
Artigos do lar	4,6%	3,8%
Construção (reparos)	2,1%	2,4%
Conveniência	4,7%	3,9%
Gêneros alimentícios	14,0%	10,2%
Vestuário	5,8%	5,1%
Entretenimento	0,6%	0,5%
Serviços	5,2%	5,6%
Total	51,3%	44,4%

**Fonte:** Estudo Luiz Migliano, p.14 (URBAN SYSTEMS, 2013)

- Estimativa do potencial de consumo da região primária

O potencial de consumo para as categorias é obtido através do produto entre a renda total mensal do mercado e o percentual de gastos médios domiciliares, estimando-se um volume total de R\$ 43,9 milhões por mês para o ano de 2013, conforme Tabela 10.

**Tabela 10** – Cálculo do potencial de consumo da região

Área de influência	Renda total mensal (R\$ x mil)	Porcentual de gasto médio domiciliar	Potencial de consumo mensal (R\$ x mil)
Primária	98.755	44,4%	43.855

**Fonte:** Estudo Luiz Migliano, p.15 (URBAN SYSTEMS, 2013)

- Estimativa do mercado retido

Utilizando como referência o grau de atratividade dos pólos comerciais da região, a oferta instalada e a presença de lojas-âncora, estimou-se que cerca de 70% da renda das famílias é gasta dentro da área de influência primária. Multiplicando o potencial de consumo pela porcentagem de gastos retidos na área de influência obtem-se o volume retido na região em torno de R\$ 30,8 milhões por mês, conforme mostrado na Tabela 11.

**Tabela 11** – Estimativa do volume de mercado retido pela área de influência primária

Área de influência	Potencial de consumo (R\$ x mil/ mês)	% de retenção interna na área de influência	Volume de mercado retido (R\$ x mil/ mês)
Primária	43.855	70%	30.832

**Fonte:** Estudo Luiz Migliano, p.15 (URBAN SYSTEMS, 2013)

- Estimativa do mercado residual

O mercado residual é a diferença entre o volume de potencial de mercado e o volume retido pela oferta local; é um volume financeiro que circula entre os pólos comerciais da área de influência (de um setor para outro), ou saí da área de influência. O valor estimado é R\$ 13,0 milhões por mês, conforme Tabela 12.

**Tabela 12** – Estimativa do volume de mercado residual da área de influência primária

Área de influência	Potencial de consumo (R\$ x mil/ mês)	% de residual	Volume de mercado residual (R\$ x mil/ mês)
Primária	43.855	30%	13.023

**Fonte:** Estudo Luiz Migliano, p.16 (URBAN SYSTEMS, 2013)

- Estimativa do potencial de vendas

Através da estimativa das fatias de captura na área de influência, chega-se ao índice de captação sobre a oferta instalada e o mercado residual, conforme mostrado na Tabela 13.

**Tabela 13** – Estimativa do potencial de vendas

Área de influência	Sobre o mercado retido		Sobre o mercado residual		Volume total (R\$ x mil/mês) 2013
	Participação	Volume (R\$ x mil/mês)	Participação	Volume (R\$ x mil/mês)	
Primária	6,2%	1.907	12,7%	1.649	3.556

**Fonte:** Estudo Luiz Migliano, p.16 (URBAN SYSTEMS, 2013)

- Estimativa da área bruta locável recomendada

Considerando as vendas médias por m<sup>2</sup> orientadas pelo desempenho da ABRASCE (Associação Brasileira de Shopping Centers), têm-se os seguintes números referenciais para dimensionamento da área comercial, apresentados na Tabela 14:

**Tabela 14** – Cálculo da área bruta locável recomendada

Categoria	Potencial de vendas final (R\$ x mil/mês)				Venda média (R\$/m <sup>2</sup> )			Área bruta locável recomendada			
	2013	Part.	2015	2017	2013	2015	2017	2013	Part.	2015	2017
Comércio	3.084	86,7%	3.658	4.340	-	-	-	-	-	-	-
Alimentação	615	17,3%	730	865	1.200	1.224	1.249	513	12,3%	596	693
Artigos diversos	406	11,4%	482	571	1.200	1.224	1.249	338	8,1%	394	458
Artigos do lar	328	9,2%	389	462	1.100	1.122	1.145	298	7,1%	347	403
Construção (reparos)	151	4,2%	179	212	750	765	780	201	4,8%	234	272
Conveniência	324	9,1%	384	455	1.200	1.224	1.249	270	6,5%	314	365
Gêneros alimentícios	889	25,0%	1.055	1.251	1.500	1.530	1.561	593	14,2%	689	802
Vestuário	371	10,4%	440	522	1100	1122	1145	338	8,1%	394	458
Entretenimento	43	1,2%	51	61	220	224	229	197	4,7%	229	266
Serviços	429	12,1%	509	603	300	306	312	1.429	34,2%	1.662	1.933
Total	3.556	100,0%	4.218	5.004	852	869	886	4.176	100,0%	4.856	5.647

**Fonte:** Estudo Luiz Migliano, p.17 (URBAN SYSTEMS, 2013)

- Estimativa da receita por tipo de empreendimento

A partir da venda média por metro quadrado e da área bruta locável (ABL) recomendada, pode-se estimar um faturamento médio mensal para cada tipo de empreendimento e, por consequência, o preço do aluguel como sendo uma porcentagem do faturamento médio, conforme a Tabela 15:

**Tabela 15** – Receita média estimada

Categoria	ABL (m <sup>2</sup> )	Aluguel sugerido (R\$/m <sup>2</sup> )	Receita mensal (mês)
Comércio	-	-	-
Alimentação	513	R\$ 115,62	R\$ 59.259,81
Artigos diversos	338	R\$ 84,07	R\$ 28.451,02
Artigos do lar	298	R\$ 50,52	R\$ 15.066,49
Construção (reparos)	201	R\$ 90,80	R\$ 18.237,64
Conveniência	270	R\$ 93,94	R\$ 25.333,17
Gêneros alimentícios	593	R\$ 16,24	R\$ 9.624,34
Vestuário	338	R\$ 67,72	R\$ 22.856,89
Entretenimento	197	R\$ 19,60	R\$ 3.855,73
Serviços	1.429	R\$ 93,94	R\$ 134.273,79
Total	4.176	R\$ 75,90	R\$ 316.958,90

Fonte: Estudo Luiz Migliano, p.18 (URBAN SYSTEMS, 2013)

#### 4.2.5 Conclusões da análise comercial

O procedimento descrito acima foi utilizado pela *Urban Systems*® para determinar a demanda da região. Com os dados do levantamento de campo feito pelo grupo, pode-se determinar a oferta das atividades da região. Fazendo a análise cruzada de demanda e oferta, a *Urban Systems*® obteve as seguintes conclusões:

- Agências bancárias

Sem potencial para agências bancárias, pois essas localizam-se preferencialmente em vias de alto fluxo de veículos, junto a pólos comerciais, além de já haver oferta de agências das principais redes bancárias na área de influência (*Itaú, Itaú Personalite, Caixa, Santander, Banco do Brasil, Bradesco e City Bank*).

- Alimentação

Apresenta potencial para o estabelecimento de um restaurante de pequeno porte. A proximidade com outros restaurantes como o *Ragazzo*, e a churrascaria *Poncho Verde* fazem da região um destino de restaurante. Entretanto, o pequeno tamanho do terreno inviabiliza a implantação de um restaurante do tipo âncora de maior porte, por não permitir mais de 300 m<sup>2</sup> para o empreendimento e pelo baixo número de vagas de estacionamento.

---

---

- Clínica, consultório ou laboratório de análise

Elevado potencial, pois cerca de 12% da população da área de influência primária, que é preponderantemente de alto padrão, possui mais de 50 anos.

- Construção civil

Baixo potencial, pois a região apresenta uma âncora muito forte nesse segmento (*C&C*), além de redes próprias com grande apelo de marca (*Portobello* e *Recesa*), reduzindo o potencial de nova unidade.

- Drogaria/farmácia

Potencial para desenvolvimento, mesmo com a existência de outras farmácias na região, uma vez que a localização do terreno sobre a Rua Dr. Luiz Migliano, que apresenta elevado fluxo de veículos, e a proximidade de um empreendimento empresarial geram oportunidade para o negócio.

- Escola de idiomas

Elevado potencial, devido à pequena oferta de apenas 2 redes na região: *Yazigi* e *Wise Up*, sendo que a região é caracterizada por uma elevada concentração de edifícios residenciais de alto padrão (público alvo) e tem proximidade com escolas de bom padrão, como *Pentágono*.

- Gêneros alimentícios

Baixo potencial devido ao pequeno porte do terreno, que impossibilita a implantação do número de vagas adequados para esse tipo de empreendimento. Além disso, a concorrência existente e proximidade a redes como *Pão de Açúcar*, *Hortifruti* e demais âncoras, que possuem maior capacidade de atração, inviabilizariam um empreendimento desse perfil no ponto em estudo.

- Vestuário, artigos para o lar e artigos diversos

Baixo potencial, pois essas categorias de uso funcionam melhor em pólos comerciais por apresentarem menor poder de atratividade, geralmente se beneficiando do fluxo gerado por estabelecimentos âncoras.

---

---

### **4.3 Conclusão do estudo mercadológico**

#### **4.3.1 Análise da cliente**

Mostrou-se o estudo elaborado pela *Urban Systems*® para a cliente, que ficou muito satisfeita com o preço do médio do aluguel em torno de R\$ 75,00/m<sup>2</sup>.

#### **4.3.2 Análise do grupo**

A análise mais profunda dos potenciais usos para a edificação trouxe diretrizes importantes para a concepção do edifício adequando-o às necessidades da região. Como consequência, espera-se o que espaço comercial concebido em função das necessidades da vizinhança seja um local mais atrativo e portanto com maior potencial de retorno para nossa cliente.

Com base nos resultados da análise, sugeriu-se à cliente que o edifício fosse projetado com a finalidade de abrigar uma farmácia. No entanto, no olhar da cliente, o edifício perderia a atratividade se fosse projetado para uma finalidade específica. Portanto, elaborou-se o projeto a fim de abrigar atividades relacionadas à prestação de serviços, como por exemplo, uma farmácia ou um restaurante.

---

---

## 5 CONCEPÇÃO DO EDIFÍCIO

Arquitetura é idealizar a obra visando a resolver, com intenção plástica, o problema proposto, de acordo com a época, os materiais e as possibilidades técnicas: analisando e considerando os fatores externos que nela influem; respeitando imposições e hábitos do meio: detalhando e articulando todos os elementos componentes e buscando sempre a verdade, quanto à finalidade e função, tanto na forma como no uso dos materiais (MOREIRA). O edifício concebido deve atender os anseios e necessidades da cliente, respeitando uma série de normas e de leis que serão descritos em detalhe neste capítulo.

### 5.1 Plano de necessidades

A edificação deve atender às seguintes necessidades da cliente:

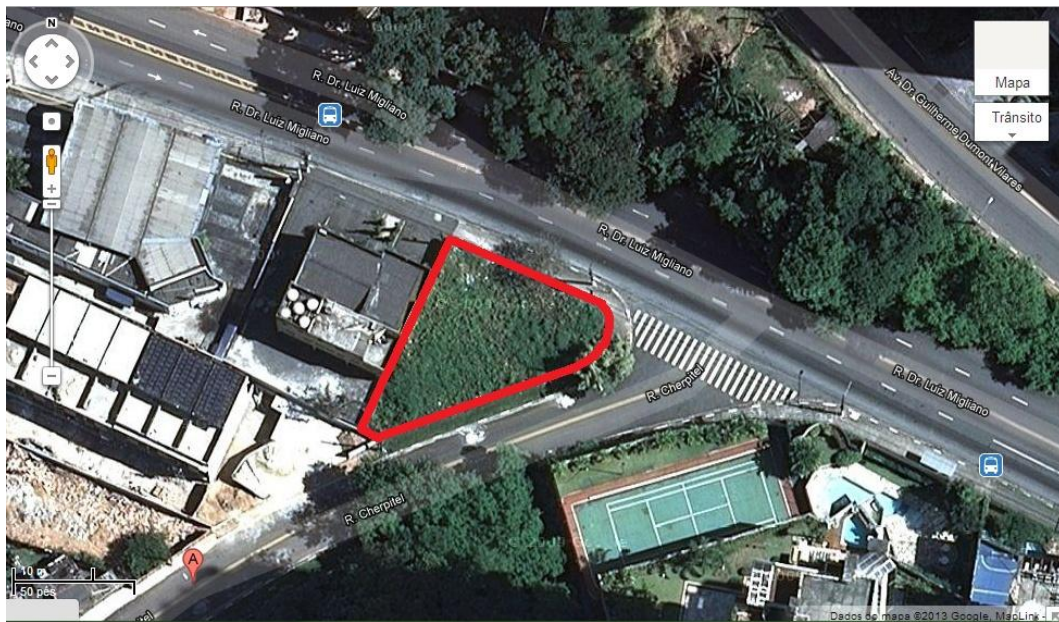
- Conceber uma edificação para apenas um locatário
- Possuir algum diferencial em relação aos demais edifícios da vizinhança que estão sendo construídos com a mesma finalidade
- Disponibilidade de R\$600.000,00<sup>[5]</sup> (seiscentos mil reais)

### 5.2 Características do terreno

O terreno, destacado em vermelho na Figura 9, situa-se na esquina da Rua Dr. Luiz Migliano com a Rua Cherpitel. A rua principal, Dr. Luiz Migliano, é bastante movimentada com grande tráfego de veículos, porém pequeno tráfego de pessoas.

---

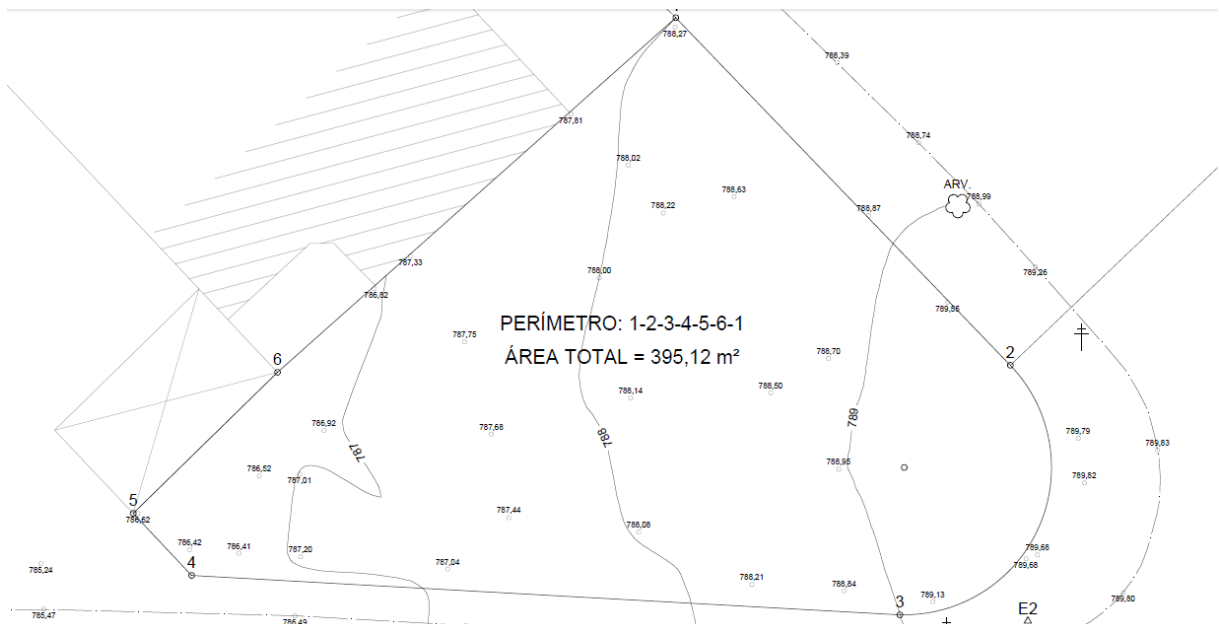
<sup>5</sup> A cliente deseja entregar a edificação sem acabamento para o locatário, que será o responsável por fazê-lo. Portanto o limite estipulado de R\$600.000,00 não engloba revestimentos.



**Figura 9** – Imagem de satélite do terreno

Fonte: Googlemaps, 2013

De acordo com o levantamento topográfico (Figura 10)<sup>[6]</sup>, o lote tem área de 395,12 m<sup>2</sup> e a face voltada para a via principal tem cerca de 20 metros de comprimento. Existem um desnível de cerca de 3 metros entre o ponto mais alto e o mais baixo do terreno.



**Figura 10** – Levantamento topográfico

<sup>6</sup> Ver documento DE-2013-TF-TOP-0-01 no APÊNDICE C.

---

---

Deve-se considerar a presença de uma árvore na parte frontal do lote e de um poste na esquina, conforme mostrado na Figura 11.



**Figura 11** – Foto do terreno de frente para a Rua Dr. Luiz Migliano (face principal do lote)

### **5.3 Diretrizes legais para o projeto de arquitetura**

Para o desenvolvimento do projeto arquitetônico pesquisou-se a legislação vigente, a fim de atender todos os requisitos legais exigidos. Atendeu-se integralmente à Lei nº13.885/2004 (Uso e Ocupação do Solo do Município de São Paulo) e à Lei nº11.228/1992 (Código de Obras da Cidade de São Paulo). A seguir são citadas as disposições mais relevantes para a confecção do trabalho.

#### **5.3.1 Lei de zoneamento**

A Lei nº 13.885/2004 estabelece normas complementares ao Plano Diretor Estratégico da cidade de São Paulo, disciplinando e ordenando o uso e ocupação do solo do município. A partir da qual define-se o tipo de atividade bem como as premissas que devem ser adotadas no projeto arquitetônico.

---

---

### 5.3.2 Coeficiente de aproveitamento

O terreno em questão situa-se em uma zona tipo ZM-3a – Zona Mista, cujo coeficiente de aproveitamento básico é igual a 1,0 e coeficiente de aproveitamento máximo é igual a 2,5.

[Lei nº 13.885/2004 – Lei de Uso e Ocupação do Solo]

Art. 108. Para fins de uso e ocupação do solo, a Macrozona de Estruturação e Qualificação Urbana, fica subdividida nas seguintes zonas de uso:

[...]

III. zonas mistas - ZM: porções do território da Macrozona de Estruturação e Qualificação Urbana, destinadas à implantação de usos residenciais e não residenciais, inclusive no mesmo lote ou edificação, segundo critérios gerais de compatibilidade de incômodo e qualidade ambiental, que têm como referência o uso residencial, classificadas como:

[...]

c) ZM - 3a: zona mista de densidades demográfica e construtiva altas, com coeficiente de aproveitamento mínimo igual a 0,20, básico igual a 1,0 e máximo variando de 1,0 até o limite de 2,5;

[...]

Áreas cobertas destinadas a estacionamento não são consideradas no cálculo do coeficiente de aproveitamento. Portanto, a área de subsolo da edificação projetada pode ser excluída no cálculo do coeficiente de aproveitamento.

[Lei nº 14.044/2005 – Exclusão das áreas cobertas de garagem das áreas computáveis]

Art. 1º Ficam excluídas, das áreas computáveis para efeito do cálculo do coeficiente de aproveitamento, as áreas cobertas, em qualquer pavimento, destinadas a garagem, estacionamento, carga, descarga e manobras de veículos, até o limite máximo do coeficiente de aproveitamento efetivamente adotado no projeto, excetuado o disposto no parágrafo único deste artigo.

[...]

### 5.3.3 Outorga onerosa

A outorga onerosa é uma concessão da prefeitura que permite construir acima do coeficiente básico de aproveitamento em contrapartida de uma compensação financeira. O primeiro levantamento, realizado em junho de 2013, indicava uma disponibilidade de apenas 500 m<sup>2</sup> de estoque para edificações não residenciais<sup>[7]</sup>.

Conversou-se com a cliente sobre a possibilidade de realizar um projeto maior, entretanto a resposta foi negativa devido ao maior custo. Portanto concebeu-se um edifício com coeficiente de aproveitamento igual a 1,0.

---

<sup>7</sup> Ver tabela com estoque no ANEXO B.

### 5.3.4 Taxa máxima de ocupação

Como o terreno se encontra em uma zona mista, caso o gabarito de altura (altura desde o ponto onde o edifício aflora do subsolo até o topo, descontado o telhado ou eventual cobertura) não exceda 12,0 m, pode-se utilizar uma taxa de ocupação de até 0,70.

[Lei nº 13.885/2004 – Lei de Uso e Ocupação do Solo]

Art. 192. Nas zonas mistas - ZM, a taxa de ocupação poderá chegar a 0,70 quando o gabarito de altura da edificação não exceder 12,00 m (doze metros).

[Decreto Municipal nº 46.932/2006 – Complemento da Lei de Uso e Ocupação do Solo]

Art. 4º - Para os casos de edificações, instalações ou equipamentos, inclusive em subsolo aflorado, em que será aplicada a fórmula de cálculo de recuo estabelecida no artigo 186 da Lei n.º 13.885, de 2004, considerar-se-á, para fins de medida do parâmetro H, a altura da edificação, em metros, contados a partir do perfil natural do terreno até a laje de cobertura do último andar, excluídos o ático e a cobertura.

[...]

### 5.3.5 Taxa mínima de permeabilidade

No Quadro 04 do Livro XIV - Anexo à Lei nº 13.885/2004 consta que a taxa de permeabilidade deve ser maior que 15% e a edificação pode ter no máximo 15 metros de altura, como representado na Tabela 16<sup>[8]</sup>.

**Tabela 16** – Quadro 04 do Livro XIV – Parâmetros de projeto

Plano Regional Estratégico da Subprefeitura Santo Amaro - PRE - SA  
Quadro 04 do Livro XIV - Anexo à Lei nº 13.885, de 25 de agosto de 2004  
CARACTERÍSTICAS DE APROVEITAMENTO, DIMENSIONAMENTO E OCUPAÇÃO DOS LOTES

CARACTERÍSTICAS DAS ZONAS DE USO	ZONAS DE USO	COEFICIENTE DE APROVEITAMENTO			CARACTERÍSTICAS DE DIMENSIONAMENTO E OCUPAÇÃO DOS LOTES					RECUOS MÍNIMOS (m)		
		MÍNIMO	BÁSICO	MÁXIMO	TAXA DE OCUPAÇÃO MÁXIMA	TAXA DE PERMEABILIDADE MÍNIMA	LOTE MÍNIMO (m²)	FRENTE MÍNIMA (m)	GABARITO DE ALTURA MÁXIMO (m)	FRENTE	FUNDOS E LATERAIS	
											ALTURA DA EDIFICAÇÃO MENOR OU IGUAL A 6,00 m	ALTURA DA EDIFICAÇÃO SUPERIOR A 6,00 m
ZM - MÉDIA DENSIDADE	ZM-2/02, 03, 04, 05, 06, 07	0,20	1,00	1,50	0,50 (a)	0,15	125 m²	5,00 m	15,00 m	5,00 m (b)	NÃO EXIGIDO (d)	(c) (d)
	2,00			25,00 m								
	ZM-2/01, 08, 09, 10	0,10	1,50	0,70	15,00 m	5,00 m (b)	NÃO EXIGIDO (d)	(c) (d)				

Fonte: Prefeitura de São Paulo, 2013 [Editada pelos autores]

### 5.3.6 Recuos obrigatórios

Adotou-se um recuo frontal de 5 metros para a fachada principal da Rua Dr. Luiz Migliano e de 2 metros para a Rua Cherpitel conforme estipulado no artigo 3, parágrafo 2, seção 1 da Lei de Uso e Ocupação do Solo.

<sup>8</sup> Ver tabela completa no ANEXO C.

[Lei nº13.885/2004 – Lei de Uso e Ocupação do Solo]

Art. 3º - As edificações, instalações ou equipamentos, inclusive no subsolo, em lotes de esquina ou com duas ou mais frentes de formato irregular, deverão observar o recuo mínimo de frente de 5 (cinco) metros para todas as frentes do lote, sem prejuízo do disposto na Lei n.º 11.228, de 5 de junho de 1992 - Código de Obras e Edificações e sua legislação complementar, bem como as seguintes disposições:

[...]

III - as restrições convencionais de que trata o artigo 247 da Lei n.º 13.885, de 2004.

§ 1º - Nos lotes de esquina ou com duas ou mais frentes de formato irregular, quando aplicados os recuos mínimos de frente obrigatórios, definidos no "caput" deste artigo, resultar uma área de ocupação inferior à resultante da aplicação da taxa de ocupação máxima permitida nos Quadros 04 dos Livros I a XXXI dos Planos Regionais Estratégicos, anexos da Parte II da Lei n.º 13.885, de 2004, aplicam-se as seguintes disposições:

I - deverá ser atendido o recuo mínimo obrigatório, definido no "caput" deste artigo, para pelo menos uma das frentes do lote, escolhida a critério do interessado;

II - para as demais frentes do lote, desde que não sujeitas às disposições dos artigos 247 e 262 da Parte III da Lei n.º 13.885, de 2004, e quando o recuo mínimo obrigatório for de 5 (cinco) metros, este poderá ser reduzido para 2 (dois) metros.

§ 2º - Nos lotes de esquina, nos quais os alinhamentos são ligados por curva de concordância, no trecho correspondente a essa curva os recuos deverão ser concordados por linha curva, desde que observada a continuidade do recuo mínimo obrigatório ao longo da via ao qual ele seja considerado.

[...]

Adotou-se recuo lateral de 3,0 metros a partir do pavimento do mezanino, na qual a altura da edificação ultrapassa os 6,0 metros em relação ao perfil natural do terreno. Para o térreo e o subsolo não é exigido recuo lateral.

[Lei nº13.885/2004 – Lei de Uso e Ocupação do Solo]

Art. 186. As edificações, instalações ou equipamentos, a partir de 6 m (seis metros) de altura em relação ao perfil natural do terreno devem observar recuos laterais e de fundos, que podem ser escalonados e dimensionados de acordo com a fórmula a seguir, respeitado o mínimo de 3 m (três metros):

$$R = (H - 6) \div 10$$

onde:

R = recuos laterais e de fundos;

H = altura da edificação em metros contados a partir do perfil natural do terreno.

[...]

§ 3º - A partir do ponto em que o subsolo aflorar 6 m (seis metros) acima do perfil natural do terreno, deverão ser observados os recuos obrigatórios definidos no "caput" desse artigo.

### 5.3.7 Nível adotado para o pavimento térreo

Considerando-se que os níveis de extremidade da testada são de 788,0 m e 789,6 m, estabeleceu-se o nível de 789,5 m para o pavimento térreo a fim de se evitarem grandes movimentos de terra e respeitar o disposto no Art. 187 da Lei de Uso e Ocupação do Solo.

[Lei nº13.885/2004 – Lei de Uso e Ocupação do Solo]

Art. 187. Para fins do disposto nesta lei, o nível do pavimento térreo não poderá exceder a cota de 1 (um) metro acima do nível médio entre as cotas das extremidades da testada do lote, quando o desnível na testada for menor ou igual a 2 (dois) metros.

### 5.3.8 Vagas de estacionamento

Pode-se utilizar o recuo frontal como área para estacionamento, desde que respeitada a taxa mínima de permeabilidade.

[Lei nº13.885/2004 – Lei de Uso e Ocupação do Solo]

Art. 191. A taxa de ocupação máxima do lote não será aplicada à parte dos solos utilizados para estacionamento de veículos, sem prejuízo do atendimento da taxa de permeabilidade mínima exigida.

Para o empreendimento é exigido que haja pelo Quadro nº02/f Anexo à Parte III da Lei nº13.885/2004, 1 vaga de estacionamento a cada 50 m<sup>2</sup> de área construída computável e uma vaga de estacionamento para carga e descarga conforme Tabela 17<sup>[9]</sup>.

**Tabela 17 – Quadro 02/f – Parâmetros de projeto**

Folha 2/2

CATEGORIA DE USO	GRUPO DE ATIVIDADES (d)	CONDIÇÕES PARA INSTALAÇÃO						
		ÁREA CONSTRUÍDA COMPUTÁVEL MÁXIMA	HORÁRIO DE FUNCIONAMENTO	NUMERO MÁXIMO DE FUNCIONÁRIOS POR TURNO	LOTAÇÃO MÁXIMA	VAGAS PARA ESTACIONAMENTO	ÁREA PARA EMBARQUE/ DESEMBARQUE	PÁTIO PARA CARGA E DESCARGA
<b>NÃO RESIDENCIAL</b> nR1 e nR2 (a) (b)	Estabelecimentos de Ensino Não Seriado	sem restrição	sem restrição	sem restrição	sem restrição	1) nR1 = 1 vaga a cada 50 m <sup>2</sup> de área construída computável ou fração; 2) nR2 = 1 vaga a cada 35 m <sup>2</sup> de área construída computável ou fração	não exigido	1) para área construída computável ≤ 100 m <sup>2</sup> não obrigatório; 2) para área construída computável > 100 m <sup>2</sup> e ≤ 1.000 m <sup>2</sup> , 1 vaga com espaço para manobra interna; 3) para área construída computável > 1.000 m <sup>2</sup> , 1 vaga a cada 1.000 m <sup>2</sup> ou fração de área construída computável, com espaço para manobra interna.
	Serviços de hospedagem ou moradia					obrigatória a previsão		
	Serviços de saúde (c) (d)					não exigido (h)		
	Serviços da Administração Pública e Serviços Públicos (b)							
	Serviços pessoais							
	Serviços profissionais							

**Fonte:** Prefeitura de São Paulo, 2013 [Editada pelos autores]

O empreendimento conta com 15 vagas de estacionamento e, conforme a NBR 9050 (ABNT, 2004) de acessibilidade, reservou-se uma das vagas para P.N.E.

[NBR 9050/2004 – Acessibilidade]

#### 6.12.3 Previsão de vagas

O número de vagas para estacionamento de veículos que conduzam ou sejam conduzidos por pessoas com deficiência deve ser estabelecido conforme tabela 7.

Tabela 7 — Vagas em estacionamento

<sup>9</sup> Ver tabela completa no ANEXO C.

Número total de vagas	Vagas reservadas
Até 10	-
De 11 a 100	1
Acima de 100	1%

[...]

As dimensões das vagas de estacionamento para cada tamanho de veículo são definidas pelo Código de Obras da Cidade de São Paulo (Lei nº 11.228/1992).

[Lei nº 11.228/1992 – Código de Obras]

13.3.2 – As vagas de estacionamento serão dimensionadas em função do tipo de veículo, eos espaços de manobra e acesso em função do ângulo formado pelo comprimento da vaga e a faixa de acesso, respeitadas as dimensões mínimas conforme tabela 13.3.2.

TABELA 13.3.2

Tipo de veículo	Vaga para estacionamento			Faixa de acesso à vaga	
	Altura/Largura/Comprimento			0 a 45 °	46 a 90°
Pequeno	2,10	2,00	4,20	2,75	4,50
Médio	2,10	2,10	4,70	2,75	5,00
Grande	2,30	2,50	5,50	3,80	5,50
Deficiente físico	2,30	3,50	5,50	3,80	5,50
Moto	2,00	1,00	2,00	2,75	2,75
Caminhão leve (8t PBT)	3,50	3,10	8,00	4,50	7,00

[...]

13.3.5 – Quando a LPUOS exigir pátio para carga e descarga de caminhões deverá ser prevista, no mínimo, uma vaga para caminhão compatível com o porte e atividade do estabelecimento a ser servido.

[...]

Para o empreendimento projetado o estacionamento é do tipo coletivo, ou seja, visa atender à população permanente e flutuante da edificação. Reservaram-se 46% (6/13) das vagas para veículos pequenos, 46% (6/13) das vagas para veículos médios e 8% (1/13) para veículos grandes.

[Lei nº 11.228/1992 – Código de Obras]

### 13 – ESTACIONAMENTO

Os espaços para acesso, circulação e estacionamento de veículos serão projetados, dimensionados e executados livres de qualquer interferência estrutural ou física que possam reduzi-los, e serão destinados às seguintes utilizações:

- particular – de uso exclusivo e reservado, integrante de edificação residencial unifamiliar;
- privativo – de utilização exclusiva da população permanente da edificação;
- coletivo – aberto à utilização da população permanente e flutuante da edificação.

[...]

13.3.3 – A quantidade de vagas para estacionamento de veículos em geral, estabelecida pela LPUOS, será calculada sobre a área bruta da edificação, podendo ser descontadas, para este fim, as áreas destinadas ao próprio estacionamento, devendo ainda ser observada a proporcionalidade fixada na tabela 13.3.3.

TABELA 13.3.3 – PORCENTAGEM DE VAGAS EM FUNÇÃO DO TAMANHO [...]

Estacionamento	% Vagas exigidos pela LPUOS		
	Pequena	Média	Grande
Particular	-	100%	-
Privativo	50%	45%	5%
Coletivo	50%	45%	5%

### 5.3.9 Rampa de acesso ao subsolo

Adotou-se os seguintes parâmetros para a rampa de acesso ao subsolo: 20% de inclinação; 2,80 m de largura e 2,50 m de altura livre de passagem, respeitando todo o item 13.2 do Código de Obras.

[Lei nº 11.228/1992 – Código de Obras]

#### 13.2 – CIRCULAÇÃO

As faixas de circulação deverão apresentar dimensões mínimas, para cada sentido de tráfego, de:

a) 2,75m (dois metros e setenta e cinco centímetros) de largura e 2,30m (dois metros e trinta centímetros) de altura livre de passagem quando destinadas à circulação de automóveis e utilitários;

[...]

13.2.1 – Será admitida um única faixa de circulação quando esta se destinar a, no máximo, ao trânsito de 60 (sessenta) veículos em edificações de uso habitacional e 30 (trinta) veículos nos demais usos.

13.2.2 – As rampas deverão apresentar:

a) recuo de 4,00m (quatro metros) do alinhamento dos logradouros, para seu início;

b) declividade máxima de 20% (vinte por cento) quando destinada à circulação de automóveis e utilitários;

[...]

### 5.3.10 Critérios geométricos para dimensionamento de escadas

Com o objetivo de facilitar o acesso e melhorar o uso do edifício por pessoas com necessidades especiais, procurou-se atender aos critérios da norma NBR 9050 (ABNT, 2004), que fornece diretrizes de projeto para a acessibilidade em edificações.

Para dimensionamento das escadas adotou-se o valor de 0,30 m o para o piso; 0,167 m para o espelho e 1,20 m de largura, valores que atendem aos itens 6.6.3 e 6.6.4.3 da NBR 9050 (ABNT, 2004). Incluiu-se patamares em todos os pontos de mudança de direção da escada, conforme o item 6.6.5 da NBR 9050 (ABNT, 2004).

[NBR 9050/2004 – Acessibilidade]

#### 6.6.3 Dimensionamento de escadas fixas

As dimensões dos pisos e espelhos devem ser constantes em toda a escada, atendendo às seguintes condições:

a) pisos (p):  $0,28\text{ m} < p < 0,32\text{ m}$ ;

b) espelhos (e)  $0,16\text{ m} < e < 0,18\text{ m}$ ;

c)  $0,63 \text{ m} < p + 2e < 0,65 \text{ m}$ .

[...]

#### 6.6.4 Escada fixas

[...]

6.6.4.3 A largura das escadas deve ser estabelecida de acordo com o fluxo de pessoas, conforme ABNT NBR 9077. A largura mínima recomendável para escadas fixas em rotas acessíveis é de 1,50 m, sendo o mínimo admissível 1,20 m.

[...]

#### 6.6.5 Patamares das escadas

6.6.5.1 As escadas fixas devem ter no mínimo um patamar a cada 3,20 m de desnível e sempre que houver mudança de direção.

6.6.5.2 Entre os lances de escada devem ser previstos patamares com dimensão longitudinal mínima de 1,20 m. Os patamares situados em mudanças de direção devem ter dimensões iguais à largura da escada.

[...]

### 5.3.11 Lavatório para P.N.E

Incluiu-se um lavatório para P.N.E respeitando os critérios do item 7.3.3.1 da norma de acessibilidade. Para os projetos de hidráulica deverão ser observados os outros itens que definem a altura das bacias sanitárias, lavatórios, válvula de descaga, entre outros.

[NBR 9050/2004 – Acessibilidade]

#### 7.3.3 Boxe para bacia sanitária acessível

7.3.1.1 Os boxes para bacia sanitária devem garantir as áreas para transferência diagonal, lateral e perpendicular, bem como área de manobra para rotação de 180°, conforme figura 125.

Quando houver mais de um boxe acessível, as bacias sanitárias, áreas de transferência e barras de apoio devem estar posicionadas de lados diferentes, contemplando todas as formas de transferência para a bacia, conforme 7.3.1.1.

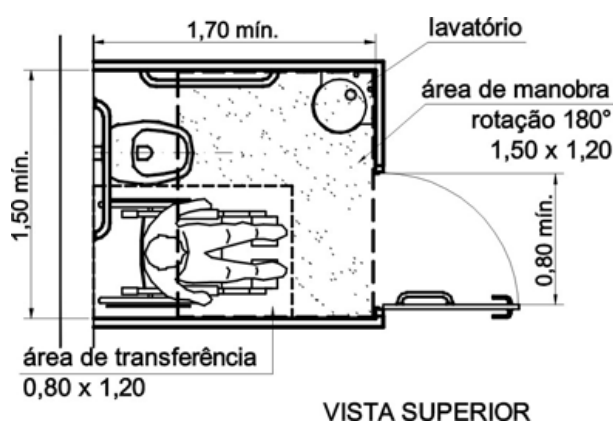


Figura 125 - Boxe para bacia sanitária - Transferência lateral - Exemplo

[...]

## 5.4 Projeto de arquitetura

### 5.4.1 Estudos preliminares

Pode-se visualizar na Figura 12 alguns dos esboços elaborados para a fachada da Rua Dr. Luiz Migliano.

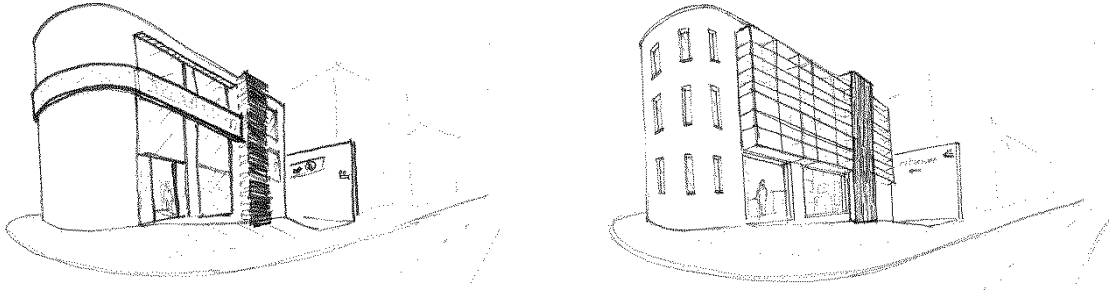


Figura 12 – Esboços iniciais para a fachada da Rua Dr. Luiz Migliano

### 5.4.2 Características incorporadas

Com o resultado do estudo mercadológico indicando um grande potencial para atividades relacionadas à serviços pensou-se em criar dentro da edificação uma área que tivesse a flexibilidade para ser utilizada desde um depósito até uma cozinha. Para isso locou-se o espaço próximo aos acessos da edificação, próximo aos *shafts* para passagem de sistemas prediais, conforme mostrado na Figura 13. No caso do projeto locou-se um depósito e 3 lavatórios, contudo essa área com pequenas mudanças pode ser utilizado para diversas finalidades.

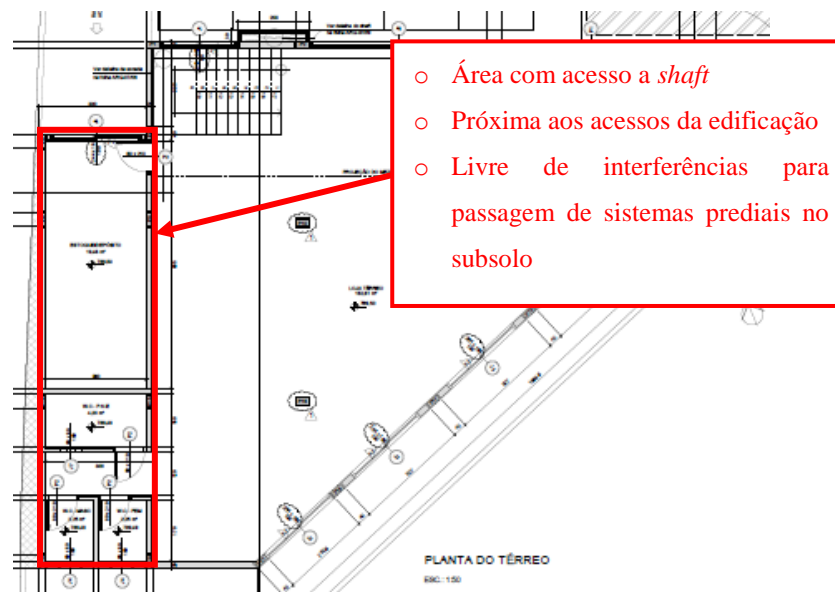


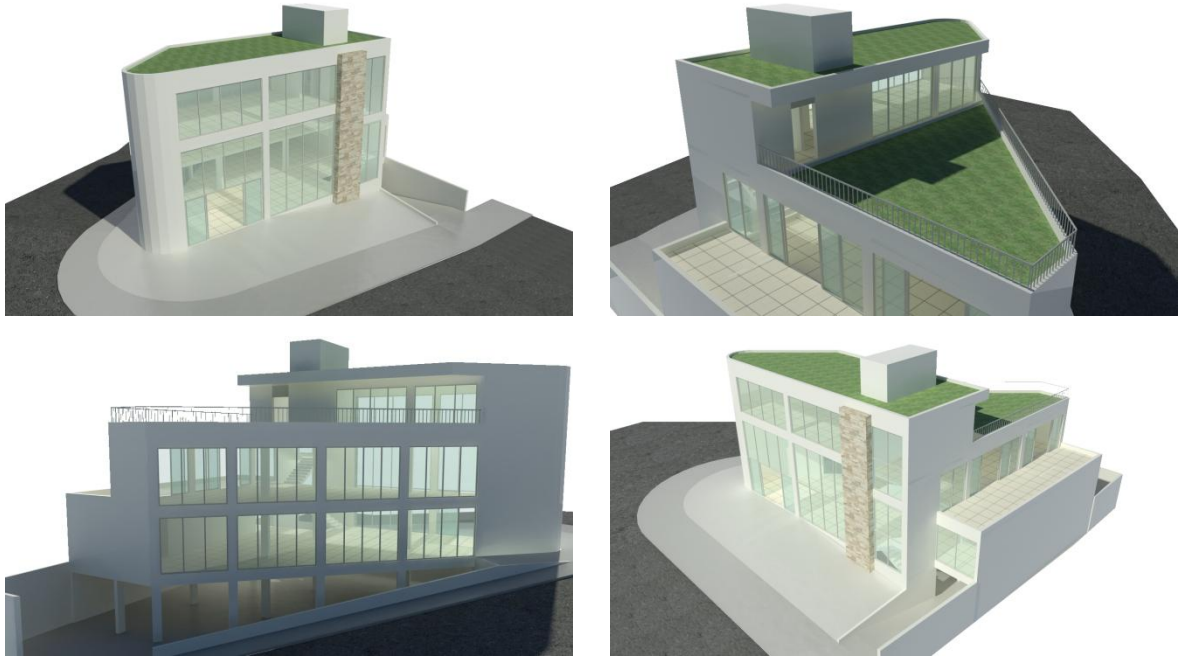
Figura 13 – Características incorporadas do estudo mercadológico

---

---

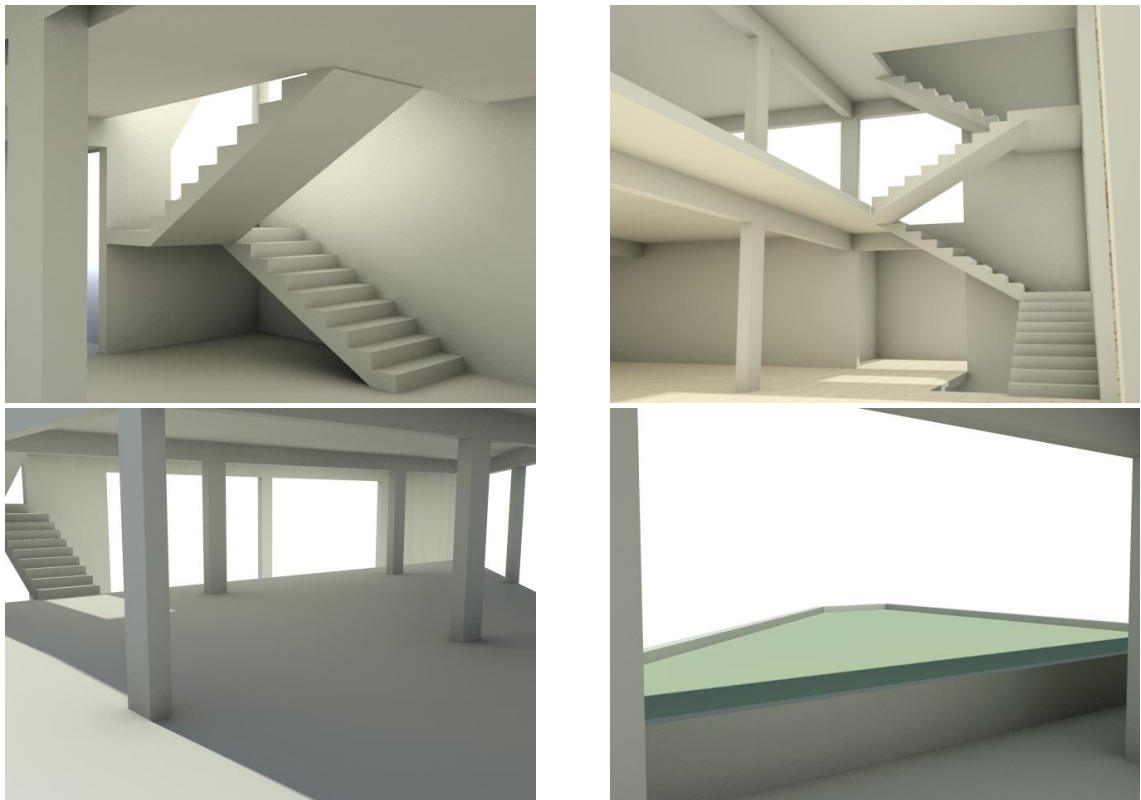
### 5.4.3 Perspectiva da edificação

Na Figura 14, pode-se visualizar a volumetria preliminar da edificação.



**Figura 14** – Perspectiva externa da edificação

Na Figura 15, pode-se visualizar a perspectiva interna da edificação.



**Figura 15** – Perspectiva interna da edificação

---

---

#### **5.4.4 Projeto legal**

Inicialmente desenvolveu-se o projeto legal<sup>[10]</sup>, que é o documento baseado nos requisitos impostos pela legislação.

#### **5.4.5 Projeto básico de arquitetura**

Em seguida detalhou-se o projeto legal de forma a obter um projeto básico de arquitetura. A medida que os demais projetos de outros subsistemas – estruturas, vedações e sistemas prediais – foram elaborados, atualizou-se o projeto de arquitetura a fim de permitir a compatibilidade entre todos os subsistemas desenvolvidos no projeto.

A versão final dos projetos básicos de arquitetura encontram-se no APÊNDICE E.

---

<sup>10</sup> Ver documento DE-2013-TF-PRL-0-01-0 no APÊNDICE D.

---

---

## 6 PROJETO ESTRUTURAL

O sistema estrutural tem por função sustentar a edificação, transmitindo suas cargas ao terreno. O projeto ótimo é aquele que atenda simultaneamente os critérios de segurança, economia e durabilidade.

### 6.1 Solução adotada

A escolha do sistema estrutural está intimamente ligada ao método construtivo e por sua vez ao custo e prazo de execução da estrutura. Para as edificações de pequeno porte a solução estrutural mais simples é a fabricação das lajes com emprego de vigota treliçada com bloco cerâmico, conforme Figura 16. A técnica é bastante difundida devido a simplicidade construtiva, além de dispensar o uso de formas de madeira, tornando o processo de construção mais barato em relação as lajes moldadas *in loco* (maciça ou nervurada). A medida que as sobrecargas ou os vão aumentam pode-se substituir os blocos cerâmicos por blocos de EPS (Figura 17), ou ainda utilizar vigotas protendidas no lugar das vigotas tradicionais.



Figura 16 – Laje com bloco cerâmico<sup>[11]</sup>



Figura 17 – Laje com bloco em EPS<sup>[12]</sup>

A laje mais solicitada é a da cobertura verde com vão de 5,40 m que deve resistir a 45 cm de espessura de terra vegetal úmida (810 kg/m<sup>2</sup> ou 8,1 kN/m<sup>2</sup>). Após consultar catálogos de diversos fabricantes de vigota treliçada concluiu-se que seria necessário uma laje com espessura superior a 35 cm<sup>13</sup>. Como o piso a piso é de 3 m, uma laje de 35 cm tornaria o pé direito muito reduzido (desconsiderando a altura da viga), por isso descartou-se o uso de

---

<sup>11</sup> Disponível em: <<http://www.construorhr.com.br/content/top/images/banner2.gif>>. Acesso em 28 junho 2013.

<sup>12</sup> Disponível em: <[http://static.habitissimo.com.br/photos/project/big/laje-pre-moldada\\_93682.jpg](http://static.habitissimo.com.br/photos/project/big/laje-pre-moldada_93682.jpg)>. Acesso em 28 junho 2013.

<sup>13</sup> Ver catálogo técnico no ANEXO D.

---

---

vigota treliçada com blocos cerâmicos. Em seguida considerou-se utilizar a laje pré moldada com vigotas protendidas e blocos de EPS, que é capaz de suportar tais solicitações com espessura entorno a 20 cm, entretanto esse tipo de laje trabalha predominantemente em uma direção, sobrecarregando as vigas nas quais se apoiam, e por consequência a combinação espessura da laje mais espessura da viga é superior a 50 cm, novamente em virtude do pé direito descartou-se essa alternativa. A geometria triangular da edificação desfavorece o uso de outras soluções como as placas pré moldadas. A última opção analisada foi o uso da laje maciça moldada *in loco*. Como a laje trabalha sob apoios contínuos, os momentos positivos e negativos tendem a apresentar a mesma ordem de grandeza, solicitando ambas as faces superior e inferior da seção transversal. Por consequência, a espessura da laje varia entre 10 e 15 cm. Por isso, adotou-se a laje maciça moldado *in loco* como solução para a construção da laje.

## **6.2 Critérios adotados para projeto em concreto armado**

Ao ser projetada uma estrutura, existem dois aspectos fundamentais que devem ser considerados: o de *segurança* e o de *economia* (ZAGOTTIS, 1976). Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2007), as estruturas de concreto devem ser projetadas e construídas de modo que sob as condições ambientais previstas na época do projeto, ser utilizadas conforme preconizado, e apresentar adequados níveis de segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante todo o período correspondente à vida útil.

### **6.2.1 Modelo de segurança adotado**

A análise da segurança estrutural deve considerar uma série de incertezas e imprecisões relacionadas à variabilidade na intensidade das ações, probabilidade de ação simultânea das diversas ações que a estrutura deve suportar, erros teóricos intrínsecos do modelo estrutural empregado, imprecisões geométricas construtivas, variabilidade das características mecânicas dos materiais, importância e consequências de uma eventual ruína da estrutura (ZAGOTTIS, 1976). Neste projeto, garante-se a segurança estrutural ao se adotar para fins de cálculo os coeficientes de ponderação que majoram as ações e minoram as resistências, denominado *método dos coeficientes parciais de segurança*.

---

---

- Estado limite último

Dentro de um nível de segurança pré-estabelecido, a estrutura deve suportar as ações que lhe são impostas (inclusive durante a fase construtiva), sem a ocorrência de ruptura ou perda do equilíbrio estático (ARAÚJO, 2003). Por definição da NBR 8681 (ABNT, 2003), a condição crítica é denominada *estado limite último* (ELU), que pela simples ocorrência determinam a paralização, no todo ou em parte, do uso da construção. No presente projeto devem ser verificados os estados limites últimos correspondentes aos itens 4.4.1 "a", "b" e "d" da NBR 8681 (ABNT, 2003).

[NBR 8681/2003 – Ações e segurança nas estruturas]

4.1.1 Estados limites últimos

No projeto, usualmente devem ser considerados os estados limites últimos caracterizados por:

a) perda de equilíbrio, global ou parcial, admitida a estrutura como um corpo rígido;

b) ruptura ou deformação plástica excessiva dos materiais;

[...]

d) instabilidade por deformação;

[...]

- Estado limite de serviço

Nas condições normais de utilização, as deformações da estrutura devem ser suficientemente pequenas para não provocar danos em elementos não estruturais, não afetar o uso ou a aparência, e nem causar desconforto ao usuário (ARAÚJO, 2003). Esta condição é denominada pela NBR 8681 (ABNT, 2003) de *estado limite de serviço* (ELS) que, por sua ocorrência, repetição ou duração, causam efeitos estruturais que não respeitam as condições especificadas para o uso normal da construção, ou que são indícios de comprometimento da durabilidade da estrutura. No presente projeto deve ser verificado o estado limite de serviço correspondente ao item 4.1.2.1 "b" da NBR 8681 (ABNT, 2003).

[NBR 8681/2003 – Ações e segurança nas estruturas]

4.1.2 Estados limites de serviço

4.1.2.1 No período de vida da estrutura, usualmente são considerados estados limites de serviço caracterizados por:

[...]

b) deformações excessivas que afetem a utilização normal da construção ou seu aspecto estético;

[...]

Em estruturas usuais a segurança é verificada isoladamente para cada um dos esforços solicitantes – momento torçor e fletor, forças normais e cortantes (ARAÚJO, 2003). Garante-se a segurança da estrutura, segundo a NBR 6118 (ABNT, 2007), desde que sejam respeitadas

condições análíticas do tipo:  $S_d \leq R_d$ , onde se impõe que as solicitações de cálculo ( $S_d$ ) sejam inferiores às resistências de cálculo ( $R_d$ ) para todos os estados limites considerados importantes para a estrutura em questão.

## 6.2.2 Coeficientes de segurança adotados para redução das resistências no ELU

As resistências de cálculo dos materiais – aço e concreto – são obtidas dividindo-se as resistências características por um coeficiente parcial de segurança (ARAÚJO, 2003). Para a análise no ELU foram utilizados os seguintes coeficientes de ponderação:  $\gamma_c=1,4$  e  $\gamma_s=1,15$ ; conforme Tabela 12.1 da NBR 6118 (ABNT, 2007).

[NBR 6118/2007 – Projeto de Estruturas de Concreto]

Tabela 12.1 – Valores dos coeficientes  $\gamma_c$  e  $\gamma_s$

Combinações	Concreto	Aço
	$\gamma_c$	$\gamma_s$
Normais	1,4	1,15
Especiais ou de construção	1,2	1,15
Excepcionais	1,2	1

Por recomendação de Montoya (1987) o coeficiente  $\gamma_c=1,4$  só poderia ser adotado nos casos em que o concreto seja pré fabricado em instalações industriais e submetido a controle sistemático por meio de ensaios de resistência. Apesar de não explícita na NBR 6118 (ABNT, 2007), existe na produção de concretos de maior resistência um certo grau de industrialização e controle, portanto pode-se adotar  $\gamma_c=1,4$ .

[Hormigón Armado – Tomo I]

Tabla 10.2 – Valores de  $\gamma_c$

Nivel de control	Definición (ver Capítulo 9)		Resistencia característica de proyecto, $f_{ck}$ , limitada a:	$\gamma_c$
Inferior	El hormigón no es objeto de control de resistencia mediante probetas		$f_{ck} \leq 150 \text{ kp/cm}^2$	1,70
Intermedio	El hormigón es objeto de control de resistencia mediante probetas, que proporcionan una base estadística...	... pequeña	$f_{ck} \leq 250 \text{ kp/cm}^2$	1,50
Superior		... amplia	sin limitación	
Superior	El hormigón es objeto de control sistemático de resistencia mediante probetas, con base estadística amplia. Además, el hormigón se fabrica y emplea en instalación industrial permanente (prefabricación).		sin limitación	1,40
PARA LOS ESTADOS LIMITES DE SERVICIO SE CONSIDERARA $\gamma_c = 1$				

Assim a resistência à compressão de cálculo a ser empregado para o concreto é dado por  $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$ , e para o aço a tensão de escoamento de cálculo é dado por  $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$ . Onde  $f_{ck}$  corresponde a resistência à compressão característica do concreto e  $f_{yk}$  a tensão de escoamento característica do aço.

### 6.2.3 Coeficientes de segurança adotado para majoração das ações no ELU

Para majoração das ações na análise do estado limite último adotou-se o coeficiente de  $\gamma_f = 1,4$  para ponderação das ações permanentes e das ações variáveis, conforme Tabela 11.1 da NBR 6118 (ABNT, 2007).

[NBR 6118/2007 – Projeto de Estruturas de Concreto]

Tabela 11.1 – Coeficiente  $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$

Combinação de ações	Ações							
	Permanentes (g)		Variáveis (q)		Protensão (p)		Recalques de apoio e retração	
	D	F	G	T	D	F	D	F
Normais	1,4 <sup>1)</sup>	1,0	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0
Especiais ou de construção	1,3	1,0	1,2	1,0	1,2	0,9	1,2	0
Excepcionais	1,2	1,0	1,0	0	1,2	0,9	0	0
Onde: D é desfavorável, F é favorável, G representa as cargas variáveis em geral e T é a temperatura. [...]								

### 6.2.4 Coeficientes de ponderação das ações para análise do ELS

Conforme a NBR 8681 (ABNT, 2003), o estado limite de serviço é composto por ações cujas combinações podem ter três diferentes ordens de grandeza de permanência na estrutura:

- **Combinação quase permanente (CQP):** representa o carregamento que pode atuar durante cerca de 50% do período de vida da estrutura.
- **Combinação freqüente (CF):** combinações que se repetem muitas vezes durante o período de vida da estrutura, da ordem de  $10^5$  vezes em 50 anos, ou que tenham duração total igual a uma parte não desprezível desse período, da ordem de 5%.
- **Combinação rara (CR):** combinações que podem atuar no máximo algumas horas durante o período de vida da estrutura.

Para as ações permanentes adota-se o valor característico na análise do ELS.

Para fins de cálculo as ações variáveis devem ser multiplicadas pelos os coeficientes de ponderação da Tabela 11.2 da NBR 6118 (ABNT, 2007) conforme a combinação a ser analisada.

[NBR 6118/2007 – Projeto de Estruturas de Concreto]

Tabela 11.2 – Valores do coeficiente  $\gamma_{f2}$

Ações		$\gamma_{f2}$		
		$\Psi_0$	$\Psi_1^{1)}$	$\Psi_2$
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevada concentração de pessoas <sup>2)</sup>	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas <sup>3)</sup>	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
<sup>1)</sup> Para os valores de $\Psi_1$ relativos às pontes e principalmente aos problemas de fadiga, ver seção 23. <sup>2)</sup> Edifícios residenciais. <sup>3)</sup> Edifícios comerciais, de escritórios, estações e edifícios públicos.				

### 6.2.5 Formulação para cálculo das ações nas combinações do ELU e ELS

Conforme a Tabela 11.1, Tabela 11.2 e Tabela 11.3 da NBR 6118 (ABNT, 2007), adotou-se a seguinte formulação para cálculo das ações na combinação do ELU e do ELS<sup>[14]</sup>.

$$ELU \Rightarrow F_d = \gamma_f \cdot (F_{g,k} + F_{q1,k} + \Sigma \psi_{oj} \cdot F_{qj,k})$$

<sup>14</sup> Ver Tabela 11.1, Tabela 11.2 e Tabela 11.3 da NBR 6118 (ABNT, 2007) no ANEXO F.

$$ELS - CF \Rightarrow F_{d,ser} = F_{g,k} + \psi_{1j} \cdot F_{q1,k} + \Sigma \psi_{2j} \cdot F_{qj,k}$$

$$ELU - CQP \Rightarrow F_{d,ser} = F_{g,k} + \Sigma \psi_{2j} \cdot F_{qj,k}$$

Onde:

$F_d$  corresponde ao valor de cálculo das ações na combinação ELU

$F_{d,ser}$  corresponde ao valor de cálculo das ações na combinação ELS

$F_{g,k}$  corresponde ao valor característico das ações permanentes

$F_{q1,k}$  corresponde ao valor característico da ação acidental principal

$F_{qj,k}$  corresponde ao valor característico das ações acidentais secundárias

$\gamma_f$  corresponde ao coeficiente de majoração das ações

### 6.2.6 Classe de agressividade ambiental e cobrimento nominal da armadura

A proteção das armaduras, de modo geral, depende da qualidade do concreto: compacidade e impermeabilidade, além de uma camada de cobrimento com espessura adequada (FUSCO, 1995). É importante assinalar que a camada de cobrimento deve proteger todas as armaduras, devendo ser medida a partir da barra mais próxima à superfície da peça, considerando-se inclusive estribos, armaduras secundárias e/ou construtivas (FUSCO, 1995). Inicialmente deve-se determinar a classe de agressividade ambiental em que a estrutura será exposta durante a vida útil. No caso do presente projeto, o edifício situa-se em ambiente urbano, pertencendo à Classe II de agressividade ambiental, conforme a Tabela 6.1 da NBR 6118 (ABNT, 2007).

[NBR 6118/2007 – Projeto de Estruturas de Concreto]

6.4.2 Nos projetos de estruturas correntes, a agressividade ambiental deve ser classificada de acordo com o apresentado na tabela 6.1 e pode ser avaliada, simplesmente, segundo as condições de exposição da estrutura ou de suas partes.

Tabela 6.1 – Classe de agressividade ambiental

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana <sup>1), 2)</sup>	Pequeno
III	Forte	Marinha <sup>1)</sup>	Grande
		Industrial <sup>1), 2)</sup>	
IV	Muito forte	Industrial <sup>1), 3)</sup>	Elevado
		Respingos de maré	
[...]			

Em seguida pode-se determinar o cobrimento mínimo para as peças de concreto armado conforme a Tabela 7.2 da NBR 6118 (ABNT, 2007).

[NBR 6118/2007 – Projeto de Estruturas de Concreto]

Tabela 7.2 – Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobrimento nominal [...]

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (tabela 6.1)			
		I	II	III	IV <sup>3)</sup>
		Cobrimento nominal (mm)			
Concreto armado	Laje <sup>2)</sup>	20	25	35	45
	Viga/Pilar	25	30	40	50
Concreto protendido <sup>1)</sup>	Todos	30	35	45	55
[...]					

#### 6.2.6.1 Cobrimentos especificados neste projeto

Para os diferentes elementos estruturais, adotaram-se os seguintes cobrimentos:

- 2,5 cm para as lajes
- 3,0 cm para as vigas e pilares
- 4,0 cm para as sapatas, vigas de equilíbrio e vigas baldrames

### 6.3 Materiais especificados

#### 6.3.1 **Concreto**

Especificou-se para este projeto o concreto estrutural de resistência à compressão  $f_{ck} \geq 35$  MPa para lajes, vigas e pilares; e  $f_{ck} \geq 25$  MPa para sapatas, vigas de equilíbrio e

---



---

vigas baldrame. O concreto utilizado deverá ser usinado e estar em conformidade com a NBR 7212 (ABNT, 1984).

### 6.3.2 Aço

Especificou-se para este projeto o aço para concreto armado CA-50.

- Armadura principal:  $f_{yk} \geq 500$  MPa.
- Estribos:  $f_{ywk} \geq 500$  MPa.

## 6.4 Propriedades físicas do concreto estrutural

### 6.4.1 Resistência do concreto à tração

A resistência do concreto à tração foi estimada conforme procedimento descrito na NBR 6118 (ABNT, 2007).

[NBR 6118/2007 – Projeto de Estruturas de Concreto]

#### 8.2.5 Resistência à tração

A resistência à tração [...] na falta de ensaios [...] pode ser avaliado o seu valor médio ou característico por meio das equações seguintes:

$$f_{ct,m} = 0,3 f_{ck}^{2/3}$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 f_{ct,m}$$

$$f_{ctk,sup} = 1,3 f_{ct,m}$$

Onde:

$f_{ct,m}$  e  $f_{ck}$  são expressos em megapascal.

[...]

- Concreto estrutural com  $f_{ck} = 35$  MPa

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,3 \cdot 35^{2/3} = 3,21 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ct,m} = 0,7 \cdot 3,21 = 2,25 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd,inf} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} = \frac{2,25}{1,4} = 1,60 \text{ MPa}$$

- Concreto estrutural com  $f_{ck} = 25$  MPa

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,3 \cdot 25^{2/3} = 2,56 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ct,m} = 0,3 \cdot 2,56 = 1,80 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd,inf} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} = \frac{1,80}{1,4} = 1,28 \text{ MPa}$$

#### 6.4.2 Módulo de elasticidade secante do concreto

Segue abaixo o cálculo do módulo de elasticidade secante do concreto a ser utilizado no projeto, conforme recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2007).

[NBR 6118/2007 – Projeto de Estruturas de Concreto]

8.2.8 Módulo de elasticidade

[...] Quando não forem feitos ensaios e não existirem dados mais precisos sobre o concreto usado na idade de 28 d, pode-se estimar o valor do módulo de elasticidade usando a expressão:

$$E_{ci} = 5\,600 f_{ck}^{1/2}$$

Onde:

$E_{ci}$  e  $f_{ck}$  são dados em megapascal.

[...]

O módulo de elasticidade secante a ser utilizado nas análises elásticas de projeto, especialmente para a determinação dos esforços solicitantes e verificação de estados limites de serviço, deve ser calculado pela expressão:

$$E_{cs} = 0,85 E_{ci}$$

[...]

- Concreto estrutural com  $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$

$$E_{ci} = 5600 \cdot \sqrt{35} = 33.130 \text{ MPa}$$

$$E_{cs} = 0,85 \cdot 33130 = 28.161 \text{ MPa}$$

- Concreto estrutural com  $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$

$$E_{ci} = 5600 \cdot \sqrt{25} = 28.000 \text{ MPa}$$

$$E_{cs} = 0,85 \cdot 28000 = 23.800 \text{ MPa}$$

#### 6.4.3 Coeficiente de Poisson

Adotou-se o valor de  $\nu = 0,2$  para o coeficiente de Poisson do concreto, conforme item 8.2.9 da NBR 6118 (ABNT, 2007).

[NBR 6118/2007 – Projeto de Estruturas de Concreto]

8.2.9 Coeficiente de Poisson [...]

[...] coeficiente de Poisson  $\nu$  pode ser tomado como igual a 0,2 [...]

#### 6.4.4 Coeficiente de fluência

A fluência é um fenômeno caracterizado pelo aumento da deformação do material mantido a tensão constante (ISHITANI, 2002). Nas estruturas correntes é um fenômeno reológico que ocorre devido ao comportamento viscoelástico do concreto (ARAÚJO, 2003). Para este projeto em particular adotou-se para o coeficiente de fluência o valor de  $\varphi=2,6$ , conforme Tabela 8.1 da NBR 6118 (ABNT, 2007).

[NBR 6118/2007 – Projeto de Estruturas de Concreto]

Tabela 8.1 - Valores característicos superiores da deformação específica de retração  $\varepsilon_{cs}(t_x, t_0)$  e do coeficiente de fluência  $\varphi(t_x, t_0)$

Umidade ambiente %		40		55		75		90	
Espessura fictícia $2A_c / u$ cm		20	60	20	60	20	60	20	60
$\varphi(t_x, t_0)$	$t_0$ dias	5	4,4 3,9	3,8 3,3	3,0 2,6	2,3 2,1			
		30	3,0 2,9	2,6 2,5	2,0 2,0	1,6 1,6			
		60	3,0 2,6	2,2 2,2	1,7 1,8	1,4 1,4			
$\varepsilon_{cs}(t_x, t_0)$ ‰	$t_0$ dias	5	-0,44 -0,39	-0,37 -0,33	-0,23 -0,21	-0,10 -0,09			
		30	-0,37 -0,38	-0,31 -0,31	-0,20 -0,20	-0,09 -0,09			
		60	-0,32 -0,36	-0,27 -0,30	-0,17 -0,17	-0,08 -0,09			

#### 6.4.5 Resistência do concreto sob cargas de longa duração

Em ensaios convencionais, os corpos de prova são levados à ruína em um curto espaço de tempo, se a velocidade de aplicação da carga for reduzida pode-se observar uma redução na resistência, fenômeno conhecido como *Efeito Rüsck* (ARAÚJO, 2003). Para a avaliação da segurança nas estruturas, especialmente nos estados limites últimos de ruptura do concreto submetido a estados de tensão de compressão simples, admite-se que sua resistência última efetiva vale  $0,85 f_{cd}$  (FUSCO, 1995).

#### 6.5 Ações verticais atuantes na edificação

Por definição, as ações são as causas que provocam esforços ou deformações nas estruturas (ARAÚJO, 2003). Conforme a NBR 6120 (ABNT, 1980), as cargas podem ser classificadas em duas categorias – permanente ou acidental:

---

---

A *carga permanente* é constituída pelo peso próprio da estrutura e pelo peso de todos os elementos construtivos fixos e instalações permanentes. Adotaram-se os seguintes valores, conforme descrito na Tabela 1 da NBR 6120 (ABNT, 1980):

- Concreto Armado: 25 kN/m<sup>3</sup>
- Alvenaria em tijolos maciços: 18 kN/m<sup>3</sup>

A *carga accidental* de uma edificação é toda aquela que pode atuar sobre a estrutura do edifício em função do seu uso (pessoas, móveis, materiais diversos, veículos, etc.). Para o modelo estrutural elaborado foram utilizados os seguintes valores, conforme descrito na Tabela 2 da NBR 6120 (ABNT, 1980):

- Escadas com acesso ao público: 3 kN/m<sup>2</sup>
- Salas de uso geral e banheiro: 2 kN/m<sup>2</sup>
- Lojas: 4 kN/m<sup>2</sup>

O 3º pavimento corresponde a uma sala de escritório, cuja sobrecarga indicada é de 2 kN/m<sup>2</sup>. Entretanto, a favor da segurança, adotou-se a sobrecarga de 4 kN/m<sup>2</sup>, correspondente à loja, devido à grande probabilidade de o local ser eventualmente utilizado como depósito.

Para este projeto em particular existem mais dois carregamentos importantes a serem considerados: o peso próprio da cobertura verde, que por simplificação de cálculo considerará apenas a camada de terra orgânica úmida, cuja peso específico adotado foi de 18 kN/m<sup>3</sup> e o peso próprio de enchimento, cujo peso específico adotado foi de 15 kN/m<sup>3</sup> (BELLA, 2005).

Considerou-se também a caixa d'água de fibra de vidro com capacidade para 3.000 litros totalmente cheia, cujo peso é fornecido no catálogo técnico<sup>[15]</sup> disponibilizado pelo fabricante e corresponde a 3.049 kg (FORTLEV, 2010).

## **6.6 Ação do vento**

Para determinação dos esforços aplicados pela força do vento na edificação, adotou-se o procedimento descrito na NBR 6123 (ABNT, 1988).

---

<sup>15</sup> Ver catálogo técnico no ANEXO G.

### 6.6.1 Determinação da velocidade básica do vento

Segue abaixo a definição de velocidade básica do vento e a direção de atuação a ser considerada pela NBR 6123 (ABNT, 1988):

[NBR 6123/1988 – Forças devido ao vento em edificações]

5.1 Velocidade básica do vento,  $V_0$

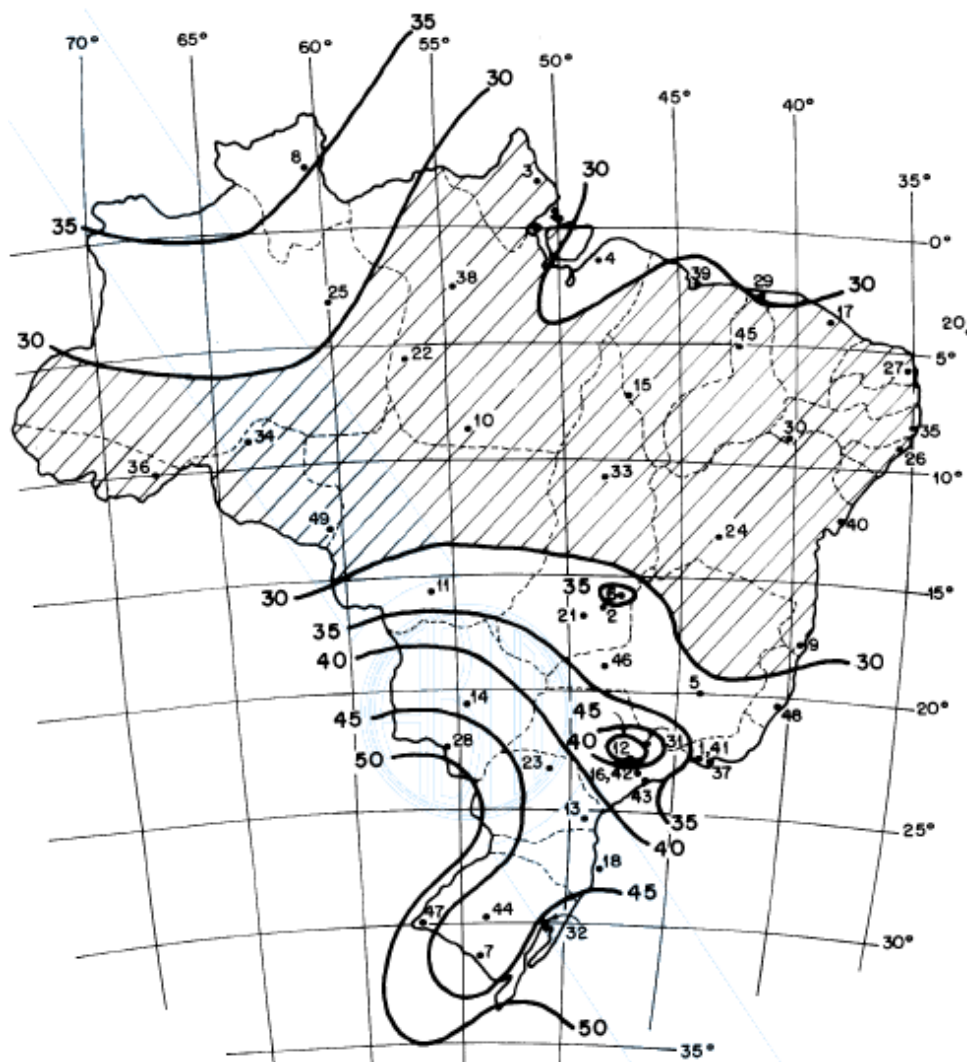
A velocidade básica do vento,  $V_0$ , é a velocidade de uma rajada de 3 s, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano.

[...]

5.1.1 Como regra geral, é admitido que o vento básico pode soprar de qualquer direção horizontal.

[...]

De acordo com o mapa de isopletas da NBR 6123 (ANBT, 1988), a velocidade básica do vento para o terreno situado na cidade de São Paulo é de 42 m/s, mostrado na Figura 18.



**Figura 18** – Isopletas da velocidade básica  $V_0$  (m/s)

Fonte: NBR 6123, p.6 (ABNT, 1988)

## 6.6.2 Determinação do fator topográfico ( $S_1$ )

Conforme explicado pela NBR 6123 (ABNT, 1988), o fator  $S_1$  considera a influência do relevo do terreno no fluxo do vento. É determinado conforme item 5.2 da NBR 6123 (ABNT, 1988):

[NBR 6123/1988 – Forças devido ao vento em edificações]

5.2 Fator topográfico,  $S_1$

[...]

b) taludes e morros:

[...]

$6^\circ \leq \theta \leq 17^\circ$ :  $S_1(z) = 1,0 + (2,5 - z/d) \cdot \text{tg}(\theta - 3^\circ) \geq 1$

[...]

Onde:

$z$  = altura medida a partir da superfície do terreno no ponto considerado

$d$  = diferença de nível entre a base e o topo do talude ou morro

$\theta$  = inclinação média do talude ou encosta do morro

[...]

A inclinação média de  $\theta \approx 6^\circ$  e a relação  $z/d \approx 0,90$  foi estimada utilizando o *Levantamento Aerofotogramétrico da Cidade de São Paulo* (SÃO PAULO, 2006, Folha 3315-344).

$$S_1 = 1 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) \cdot \text{tg}(\theta - 3^\circ) = 1 + (2,5 - 0,90) \cdot \text{tg}(6^\circ - 3^\circ) = 1,08 \geq 1,00$$

## 6.6.3 Determinação da rugosidade do terreno ( $S_2$ )

Conforme explicado pela NBR 6123 (ABNT, 1988), o fator  $S_2$  considera o efeito combinado da rugosidade e das dimensões da edificação. Deve-se determinar a rugosidade do terreno, que por estar situado em uma zona densamente construída, enquadra-se na Categoria IV, conforme a NBR 6123 (ABNT, 1988).

[NBR 6123/1988 – Forças devido ao vento em edificações]

5.3.1 Rugosidade do terreno

Para os fins desta Norma, a rugosidade do terreno é classificada em cinco categorias:

[...]

Categoria IV: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada. Exemplos:

- zonas de parques e bosques com muitas árvores;
- cidades pequenas e seus arredores;
- subúrbios densamente construídos de grandes cidades;
- áreas industriais plena ou parcialmente desenvolvidas.

[...]

A seguir deve-se determinar a influência do tamanho da edificação. A maior fachada de frente para a rua Cherpitel tem 18 m de comprimento, portanto o edifício enquadra-se na Classe A, conforme NBR 6123 (ABNT, 1988).

[NBR 6123/1988 – Forças devido ao vento em edificações]

5.3.2 Dimensões da edificação

[...]

Classe A: Todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação. Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20 m.

[...]

O parâmetro  $S_2$  é determinado conforme item 5.3.2 da NBR 6123 (ABNT, 1988), considerando a altura da edificação igual a 14,30 m e os demais parâmetros da Tabela 1 da NBR 6123 (ABNT, 1988).

[NBR 6123/1988 – Forças devido ao vento em edificações]

5.3.2 Dimensões da edificação

O fator  $S_2$  usado no cálculo da velocidade do vento em uma altura  $z$  acima do nível geral do terreno é obtido pela expressão:

$$S_2 = b F_r (z/10)^p,$$

sendo que o fator de rajada  $F_r$  é sempre o correspondente à categoria II. A expressão acima é aplicável até a altura  $z_g$ , que define o contorno superior da camada atmosférica.[...]

Tabela 1 - Parâmetros meteorológicos

Categoria	$Z_g$ (m)	Parâmetro	Classes		
			A	B	C
I	250	b	1,10	1,11	1,12
		p	0,06	0,065	0,07
II	300	b	1,00	1,00	1,00
		$F_r$	1,00	0,98	0,95
		p	0,085	0,09	0,10
III	350	b	0,94	0,94	0,93
		p	0,10	0,105	0,115
IV	420	b	0,86	0,85	0,84
		p	0,12	0,125	0,135
V	500	b	0,74	0,73	0,71
		p	0,15	0,16	0,175

Terreno: Categoria IV / Edificação: Classe A  $\Rightarrow b = 0,86 / p = 0,12 / F_r = 1,00 / z = 14,30$  m

$$S_2 = b \cdot F_r \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^p = 0,86 \cdot 1,00 \cdot \left(\frac{14,30}{10}\right)^{0,12} = 0,90$$

#### 6.6.4 Determinação do fator estatístico ( $S_3$ )

De acordo com a NBR 6123 (ABNT, 1988), estão embutidas no fator estatístico considerações sobre a vida útil e grau de segurança requeridos para a edificação. Conforme a Tabela 3 da NBR 6123 (ABNT, 1988, p. 10), o fator estatístico para um edifício comercial com vida útil de 50 anos (Grupo 2) é igual a 1,00.

[NBR 6123/1988 – Forças devido ao vento em edificações]

5.4 Fator estatístico  $S_3$

[...] Na falta de uma norma específica sobre segurança nas edificações ou de indicações correspondentes na norma estrutural, os valores mínimos do fator  $S_3$  são os indicados na Tabela 3.

[...]

Tabela 3 - Valores mínimos do fator estatístico  $S_3$

Grupo	Descrição	$S_3$
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.)	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.)	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.)	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção	0,83

#### 6.6.5 Cálculo da velocidade característica do vento

A velocidade característica do vento é obtida conforme item 4.2 "b" da NBR 6123 (ABNT, 1988):

[NBR 6123/1988 – Forças devido ao vento em edificações]

4.2 Determinação das forças estáticas devidas ao vento

[...]

b) a velocidade básica do vento é multiplicada pelos fatores  $S_1$ ,  $S_2$  e  $S_3$  para ser obtida a velocidade característicado vento,  $V_k$ , [...]:

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3$$

[...]

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 = 42 \cdot 1,08 \cdot 0,90 \cdot 1,00 = 40,8 \text{ m/s}$$

---

---

### 6.6.6 Cálculo da pressão característica do vento

A pressão característica exercida pelo vento é obtida conforme item 4.2 "c" da NBR 6123 (ABNT, 1988):

[NBR 6123/1988 – Forças devido ao vento em edificações]

4.2 Determinação das forças estáticas devidas ao vento

[...]

c) a velocidade característica do vento permite determinar a pressão dinâmica pela expressão:

$$q = 0,613 \cdot (V_k)^2,$$

sendo (unidades SI): q em N/m<sup>2</sup> e V<sub>k</sub> em m/s

$$q = 0,613 \cdot V_k^2 = 0,613 \cdot 40,8^2 = 1.020 \text{ N/m}^2$$

Portanto, o esforço característico a ser aplicado no modelo devido à ação da força dos ventos corresponde a 1,02 kN/m<sup>2</sup> nas fachadas da edificação.

### 6.7 Pré-dimensionamento estrutural

O pré-dimensionamento estrutural consiste na definição da geometria inicial dos elementos estruturais.

#### 6.7.1 Lajes

A espessura estimada para as laje do térreo e do mezanino foi de 10 cm e para as lajes do escritório e de cobertura foi de 15 cm, após conversa com docente da disciplina de Concreto I e II (PEF2303 e PEF2304) da Escola Politécnica.

#### 6.7.2 Vigas

Adotou-se para a altura o valor de 1/15 do maior vão. Como o maior vão é de 5,50 m, a altura inicial atribuída foi de 35 cm. Definiu-se para a base o valor de 19 cm, correspondente à espessura da alvenaria não acabada.

#### 6.7.3 Pilares

Adotou-se o *método das áreas de influência* para a estimativa inicial do carregamento no pilar mais solicitado e em seguida utilizou-se o conceito de *tensão admissível* para determinação da área e, por consequência, as dimensões da seção transversal do pilar.

## 6.8 Modelo estrutural

Escolheu-se utilizar o *software* STRAP® para a elaboração do modelo estrutural devido à facilidade para a elaboração dos modelos, à interface simples e ao fato de ser bastante utilizado em escritórios de cálculo estrutural.

### 6.8.1 Definição da geometria

O primeiro passo foi a elaboração do modelo geométrico no formato ".dxf", com auxílio do *software* AutoCAD®. Conforme Figura 19, devem-se representar todos os elementos estruturais da edificação, tais como as lajes (linhas em verde); vigas (linhas em azul) e pilares (linhas em vermelho).

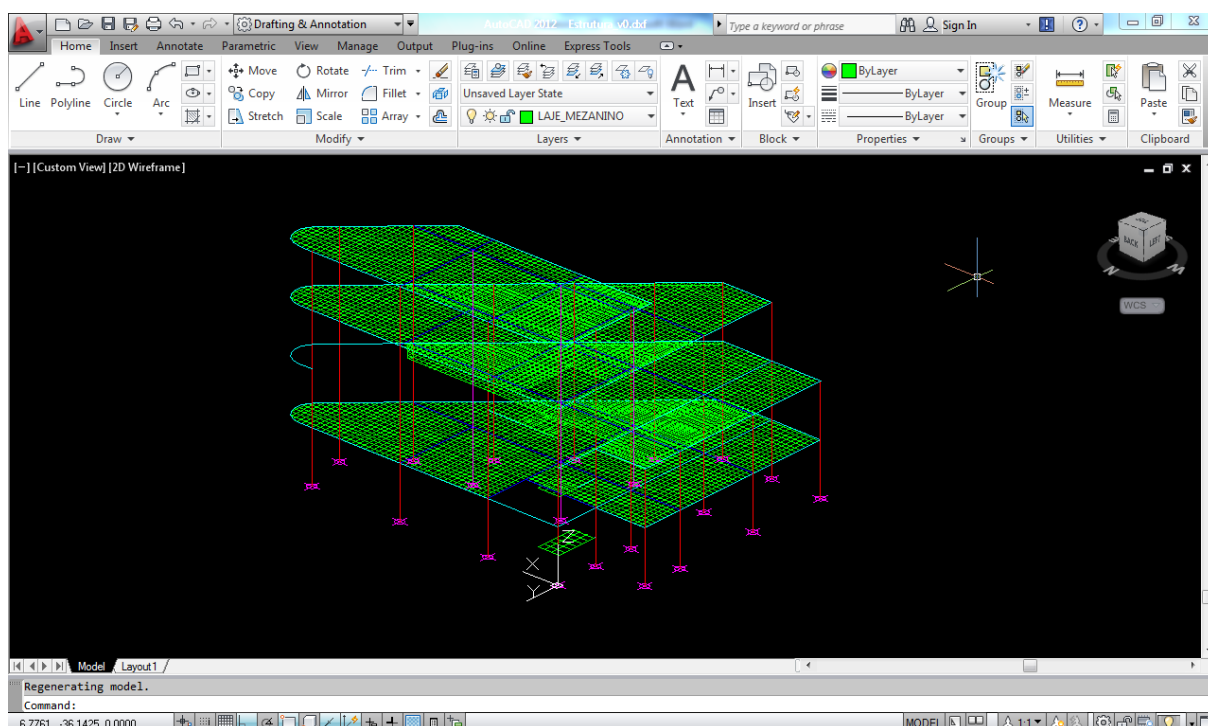


Figura 19 – Elaboração do modelo em formato .dxf com auxílio do *software* AutoCAD®

### 6.8.2 Definição das propriedades físicas e geométricas dos elementos estruturais

A seguir atribuíram-se os valores de base e altura para vigas e pilares, e a espessura das lajes conforme obtidos no pré-dimensionamento do item 6.7. Automaticamente o STRAP® associou para todas as barras os valores de área, perímetro da seção e momento de inércia, etc.

Nas peças de concreto armado, devido à formação de fissuras que reduzem a resistência à torção das barras, adota-se para a rigidez de torção apenas 15% do valor da rigidez elástica, conforme NBR 6118 (ABNT, 2007).

[NBR 6118/2007 – Projeto de Estruturas de Concreto]

14.6.7.2 Grelhas e pórticos espaciais

[...]

De maneira aproximada, nas grelhas e pórticos espaciais, pode-se reduzir a rigidez à torção das vigas por fissuração utilizando-se 15% da rigidez elástica, [...]

Pode-se observar, destacado dentro do retângulo vermelho da Figura 20, o valor do módulo de torção calculado automaticamente pelo *STRAP*®. Reduziu-se o módulo de rigidez à torção para 15% do valor original, conforme Figura 21.

$$J_{fissurado} = 0,15 \cdot J_{elástico} = 0,15 \cdot 52852,3 = 7927,8 \text{ m}^4$$

**Figura 20** – Módulo de rigidez à torção automático

**Figura 21** – Módulo de rigidez à torção reduzido

O aspecto final do modelo com todas as propriedades físicas e geométricas inseridas pode ser visualizado na Figura 22.

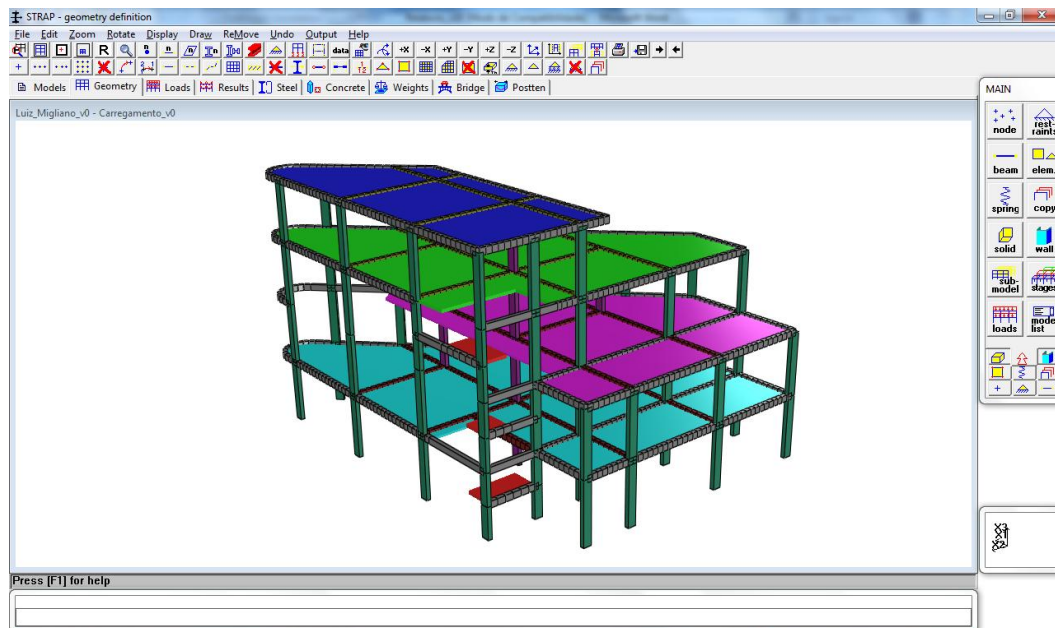


Figura 22 – Modelo com as propriedades físicas e geométricas carregadas no *software* STRAP®

### 6.8.3 Carregamento das ações na estrutura

Após toda a ser geometria definida, o próximo passo foi atribuir os carregamentos<sup>[16]</sup>. Por exemplo, na Figura 23, pode-se ver a inclusão das forças concentradas aplicadas nos nós da estrutura ("Joint loads") correspondentes à ação do vento na fachada da Rua Dr. Luiz Migliano.

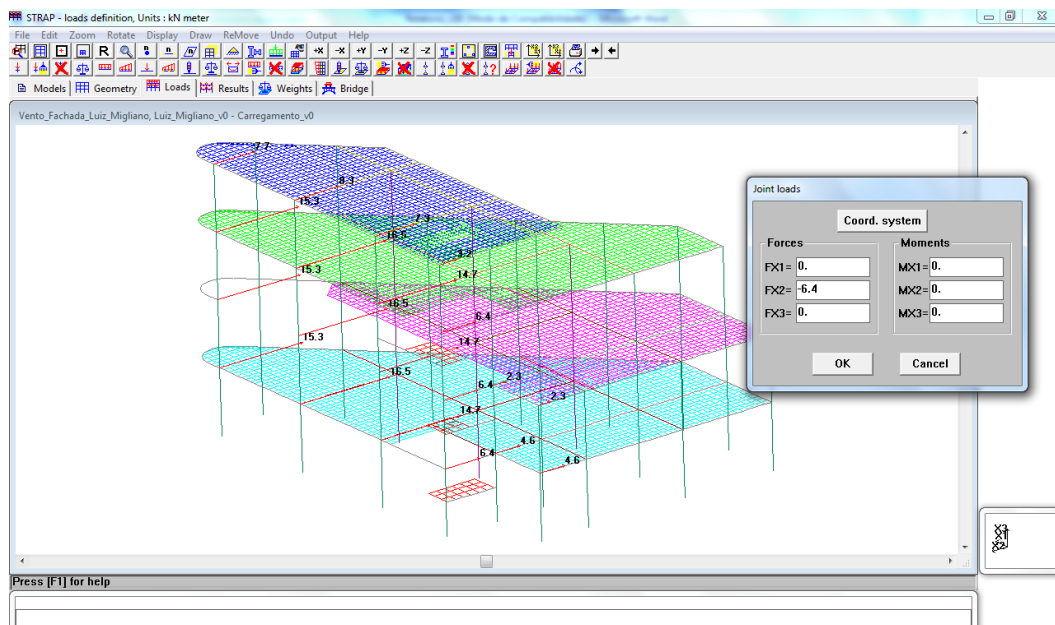


Figura 23 – Força do vento aplicado aos nós da estrutura

<sup>16</sup> Utilizando os valores descritos nos itens 6.5 e 6.6.6.

## 6.9 Dimensionamento das lajes

Por definição, laje é um elemento bidimensional plano predominantemente solicitado por forças perpendiculares ao seu plano médio (ARAÚJO, 2003). Segue abaixo o procedimento adotado para o dimensionamento da laje T-L01 do pavimento térreo<sup>[17]</sup>, cujo painel é mostrado na Figura 24.

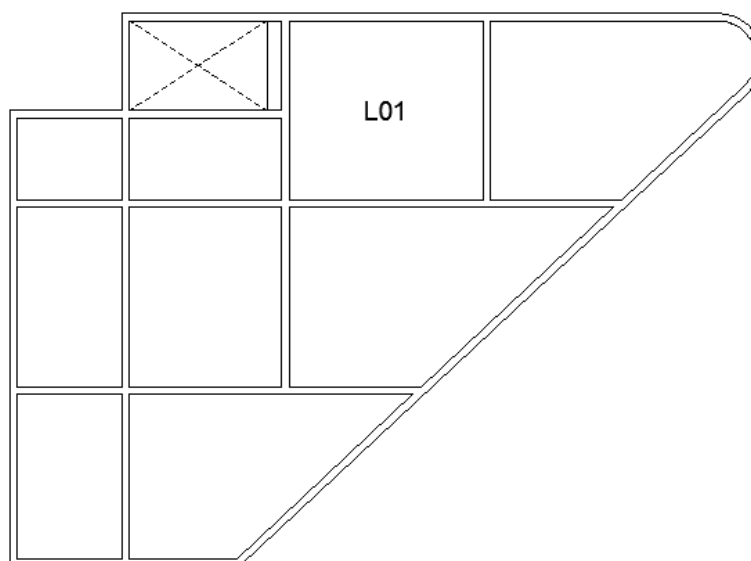


Figura 24 – Painel da laje T-L01

### 6.9.1 4 Espessura adotada para a laje térrea

As lajes devem ser projetadas com uma espessura mínima suficiente para limitar suas deformações, além de evitar vibrações que causem desconforto aos usuários da edificação. Além disso, do ponto de vista construtivo, é conveniente que as lajes sejam projetadas com armadura simples (ARAÚJO, 2003). No caso das lajes maciças deve-se respeitar a espessura mínima determinada pela NBR 6118 (ABNT, 2007).

[NBR 6118/2007 – Projeto de Estruturas de Concreto]

#### 13.2.4.1 Lajes maciças

Nas lajes maciças devem ser respeitados os seguintes limites mínimos de espessura:

- 5 cm para lajes de cobertura não em balanço;
- 7 cm para lajes de piso ou de cobertura em balanço;
- 10 cm para lajes que suportem veículos de peso total menor ou igual a 30 kN;
- 12 cm para lajes que suportem veículos de peso total maior que 30 kN;
- 15 cm para lajes com protensão apoiadas em vigas, 1/42 para lajes de piso biapoiadas e 1/50 para lajes de piso contínuas;
- 16 cm para lajes lisas e 14 cm para lajes-cogumelo.

<sup>17</sup> Ver o memorial de cálculo das demais lajes no documento MC-2013-TF-EST-L-0 no APÊNDICE F.

---



---

O maior vão de laje do pavimento térreo é igual a 5,50 m (entre os pilares P2 e P10).

$$e_{\min} \geq \begin{cases} 7 \text{ cm} \\ \frac{l}{50} = \frac{550}{50} = 11 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow e_{\min} = 11 \text{ cm}$$

$e_{\text{adoptado}} = 11 \text{ cm} \Rightarrow \text{OK!}$

### 6.9.2 Tipo de armação adotada

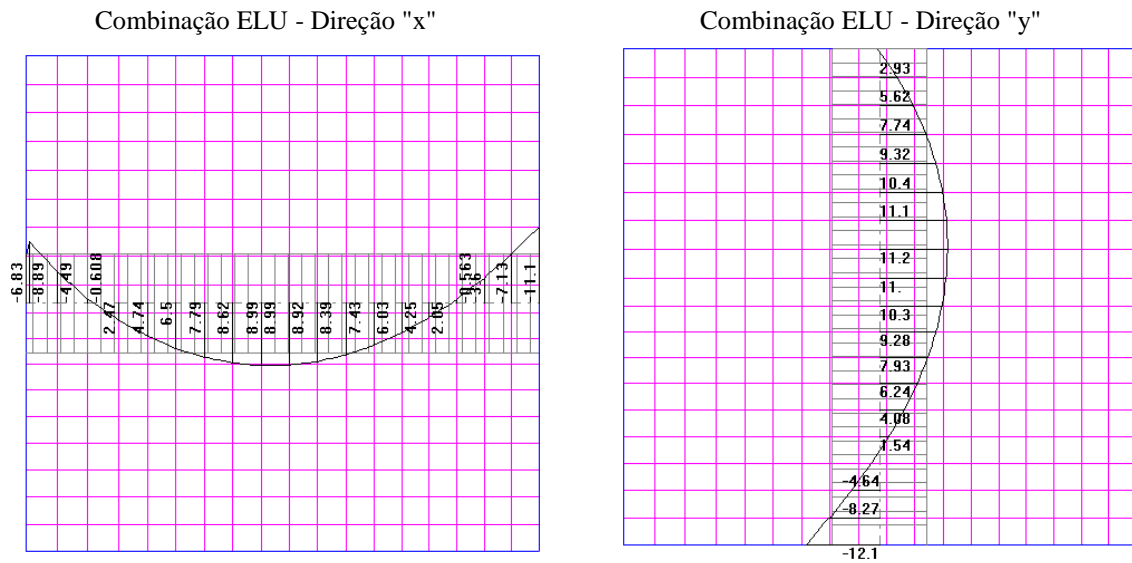
Dependendo da relação entre o maior vão ( $l_y$ ) e o menor vão ( $l_x$ ) de uma laje existem duas maneiras de dispor a armadura positiva: *em uma direção* ou *em cruz* (ARAÚJO, 2003). Quando a relação entre  $l_y/l_x > 2,0$  a laje pode ser armada em uma única direção, ou seja, o momento fletor na direção do menor vão é preponderante; caso a relação  $l_y/l_x \leq 2,0$  devem ser considerados os momentos em ambas as direções.

- Tipo de armação para a laje T-L01

$$\frac{l_y}{l_x} = \frac{540}{500} = 1,08 \leq 2,00 \Rightarrow \text{Laje armada em cruz}$$

### 6.9.3 Determinação dos esforços solicitantes

Inicialmente, determinaram-se os esforços críticos para o dimensionamento das armaduras positiva e negativa da laje, e geraram-se, para uma faixa de 1 m, os momentos fletores solicitantes de cálculo para ambas as combinações consideradas no modelo de cálculo. Os diagramas podem ser observados na Figura 25.



**Figura 25** – Diagramas de esforços solicitantes na combinação ELU da T-L01

No caso de dimensionamento de lajes, denomina-se *direção principal* a direção que apresenta os momentos fletores solicitantes máximos, usualmente na direção do menor vão.

- Momento fletor principal:  $M_{d,1} = 11,2 \text{ kN.m}$ , na direção vertical.
- Momento fletor secundário:  $M_{d,2} = 8,99 \text{ kN.m}$ , na direção horizontal.

#### 6.9.4 Dimensionamento da armadura positiva de flexão

- Cálculo da altura útil disponível

Determinou-se a altura "d" do braço de alavanca da armadura principal e da armadura secundária<sup>[18]</sup>:

$$d_1 = h - c - \frac{\phi_1}{2} = 0,11 - 0,025 - \frac{0,008}{2} = 0,081 \text{ m}$$

$$d_2 = h - c - \phi_1 - \frac{\phi_2}{2} = 0,11 - 0,025 - 0,008 - \frac{0,008}{2} = 0,073 \text{ m}$$

<sup>18</sup> O índice "1" indica a armadura principal e o índice "2" indica a armadura secundária.

- Cálculo da posição da linha neutra

$$\begin{aligned}
 x_1 &= 1,25 \cdot d_1 \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{M_{d,1}}{0,425 \cdot b_w \cdot d_1^2 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}}} \right) = \\
 &= 1,25 \cdot 0,081 \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{11,2}{0,425 \cdot 1,00 \cdot 0,081^2 \cdot \frac{35000}{1,4}}} \right) = 0,0085 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 x_2 &= 1,25 \cdot d_2 \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{M_{d,2}}{0,425 \cdot b_w \cdot d_2^2 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}}} \right) = \\
 &= 1,25 \cdot 0,073 \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{8,99}{0,425 \cdot 1,00 \cdot 0,073^2 \cdot \frac{35000}{1,4}}} \right) = 0,0076 \text{ m}
 \end{aligned}$$

- Cálculo da área de aço da armadura longitudinal

$$A_{s,\text{mín}} = \frac{2}{3} \cdot b_w \cdot h \cdot \rho_{\text{mín}} = \frac{2}{3} \cdot 1,00 \cdot 0,11 \cdot 0,201 \cdot 100 = 1,47 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,1} = \frac{M_{d,1}}{(d - 0,4 \cdot x)} \cdot \frac{1}{\frac{f_{yk}}{\gamma_s}} = \frac{11,2}{(0,081 - 0,4 \cdot 0,085)} \cdot \frac{1}{\frac{50}{1,15}} = 3,32 \text{ cm}^2 \Rightarrow \phi 8 \text{ c}/15$$

$$A_{s,2} = \frac{M_{d,2}}{(d - 0,4 \cdot x)} \cdot \frac{1}{\frac{f_{yk}}{\gamma_s}} = \frac{8,99}{(0,073 - 0,4 \cdot 0,076)} \cdot \frac{1}{\frac{50}{1,15}} = 2,95 \text{ cm}^2 \Rightarrow \phi 8 \text{ c}/17$$

### 6.9.5 Dimensionamento da armadura negativa de flexão

Utilizando a mesma formulação do item 6.9.4, obteve-se  $\phi 8 \text{ c}/15$ .

### 6.9.6 Dimensionamento da armadura de força cortante

Segue abaixo a verificação de necessidade de armadura para força cortante em lajes maciças, conforme NBR 6118 (ABNT, 2007).

[NBR 6118/2007 – Projeto de Estruturas de Concreto]

19.4.1 Lajes sem armadura para força cortante

As lajes maciças [...], podem prescindir de armadura transversal para resistir aos esforços de tração oriundos da força cortante, quando a força cortante de cálculo obedecer a expressão:

$$V_{sd} \leq V_{Rd1}$$

A resistência de projeto ao cisalhamento é dado por:

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} k (1,2 + 40 \rho_1) + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d$$

onde:

$$\tau_{Rd} = 0,25 f_{ctd}$$

$$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c$$

$$\rho_1 = A_{s1} / b_w d, \text{ não maior que } | 0,02 |$$

$$\sigma_{cp} = N_{sd} / A_c$$

k é um coeficiente que tem os seguintes valores:

- para elementos onde 50% da armadura inferior não chega até o apoio:  $k = | 1 |$ ;

- para os demais casos:  $k = | 1,6 - d |$ , não menor que  $| 1 |$ , com d em metros

[...]

$$f_{ctd} = 1,60 \text{ MPa (Ver item 6.4.1)}$$

$$\tau_{Rd} = 0,25 \cdot f_{ctd} = 0,25 \cdot 1,60 \cdot 1000 = 400 \text{ kN/m}^2$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1,ef}}{b_w d} = \frac{3,35}{100 \cdot 8,1} = 0,00414 \leq 0,02 \Rightarrow \text{OK!}$$

$$\text{Não existe força normal (protensão) aplicada na seção} \Rightarrow \sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{A_c} = \frac{0,00}{0,11} = 0$$

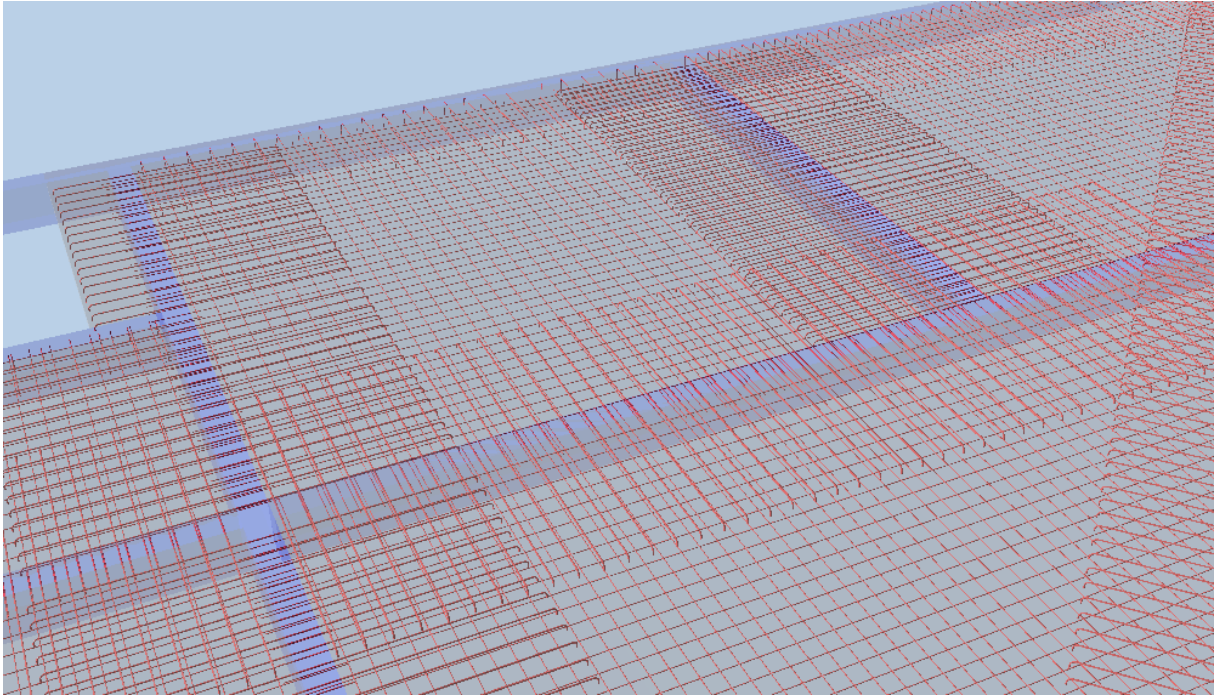
$$k = | 1,6 - d | = | 1,6 - 0,081 | = 1,519 \geq 1 \Rightarrow \text{OK!}$$

$$\begin{aligned} V_{Rd1} &= [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d = \\ &= [400 \cdot 1,519 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,00414) + 0,15 \cdot 0] \cdot 1,0 \cdot 0,081 = 67,41 \text{ kN} \end{aligned}$$

$V_{sd} = 34,86 \text{ kN} \leq V_{Rd1} = 67,41 \text{ kN} \Rightarrow$  Não há necessidade de armadura para força cortante ou de armadura de costura na ligação laje/viga.

### 6.9.7 Armação adotada

Segue, na Figura 26, o painel da laje T-L01 com a respectiva armação:



**Figura 26** – Painel da laje T-L01 armado no *Allplan*®

### 6.9.8 Verificação do estado limite de deformação excessiva

Para a verificação das flechas foi adotado o procedimento descrito na Apostila de Concreto I (BELLA, 2005), com os deslocamentos estimados por meio das tabelas de Czerny.

- Esforços solicitantes na combinação CQP

Peso próprio da laje	=	0,11 . 25,0	kN/m <sup>2</sup>
Revestimento	=	1,0	kN/m <sup>2</sup>
Carga acidental	=	0,4 . 4,0	kN/m <sup>2</sup>
<hr/>			
TOTAL	=	5,35	kN/m <sup>2</sup>

- Cálculo da flecha imediata

Retiraram-se os seguintes valores de coeficiente  $\alpha_2$  da tabela de Czerny<sup>[19]</sup> com coeficiente de Poisson  $\nu = 0,2$  para lajes tipo 5A (2 bordas menores engastadas, 1 borda maior engastada e outra livremente apoiada):

$$l_y/l_x = 1,05 \rightarrow \alpha_2 = 49,1$$

<sup>19</sup> Ver tabelas de Czerny no ANEXO H.

$$I_y/I_x = 1,10 \rightarrow \alpha_2 = 44,1$$

$$I_y/I_x = 1,08 \text{ (Ver item 6.9.2) / Por interpolação linear} \rightarrow \alpha_2 = 46,1$$

$$w_{0,m\acute{a}x} = \frac{p \cdot l_x^4}{E_{CS} \cdot h^3 \cdot \alpha_2} = \frac{5,35 \cdot 5,00^4}{2,82 \cdot 10^7 \cdot 0,11^3 \cdot 46,1} \cdot 1000 = 1,93 \text{ mm}$$

- Cálculo da flecha diferida

Para cálculo da flecha final após a ocorrência da fluência<sup>[20]</sup> adotou-se o procedimento aproximado da NBR 6118 (ABNT, 2007).

[NBR 6118/2007 – Projeto de Estruturas de Concreto]

17.3.2.1.2 Cálculo da flecha diferida no tempo para vigas de concreto armado

A flecha adicional diferida, decorrente das cargas de longa duração em função da fluência, pode ser calculada de maneira aproximada pela multiplicação da flecha imediata pelo fator  $\alpha_f$  dado pela expressão:

$$\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1+50\rho'}$$

[...]

$\xi(t) = 2$  para  $t > 70$  meses

[...]

Não se adotou armadura passiva de compressão na laje, portanto o valor da taxa de armadura de compressão é igual a  $\rho' = 0\%$ . Considerando que a flecha diferida é calculada no tempo infinito, ou seja,  $t \gg 70$  meses, obtiveram-se:

$$\xi_i = 0,0 / \xi_f = 2,0 / \rho' = 0$$

$$\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1 + 50\rho'} = \frac{(2,0 - 0,0)}{1 + 50 \cdot 0} = 2,0$$

$$w_{f,m\acute{a}x} = w_{0,m\acute{a}x} \cdot (1 + \alpha_f) = 1,93 \cdot (1 + 2,0) = 5,79 \text{ mm}$$

- Verificação da flecha

O deslocamento limite é dado pela Tabela 13.2 da NBR 6118 (ABNT, 2007)<sup>[21]</sup>. A fim de limitar as vibrações sentidas no piso e, portanto, garantir conforto ao usuário da edificação, deve-se impor que a flecha máxima fosse menor ou igual a  $l/350$ .

<sup>20</sup> Para mais detalhes sobre o fenômeno de fluência, ver item 6.4.4.

<sup>21</sup> Ver tabela completa no ANEXO F.

$$w_{lim} = \frac{l}{350} = \frac{5,50}{350} \cdot 1000 = 15,7 \text{ mm}$$

$$w_{f,m\acute{a}x} = 5,79 \text{ mm} \leq w_{lim} = 15,7 \text{ mm} \Rightarrow \text{OK!}$$

### 6.9.9 Detalhes adicionais

- Abertura na laje do pavimento da cobertura

Para acesso e manutenção da caixa de água e da cobertura do escritório foi prevista no projeto de arquitetura uma abertura na laje<sup>[22]</sup>, conforme mostrado na Figura 27. Do ponto de vista estrutural, deve-se dispor uma armadura a fim de proteger os bordos da abertura (ARAÚJO, 2003).

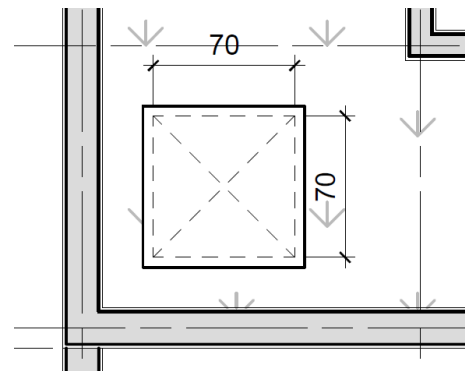


Figura 27 – Abertura na laje de cobertura

Adotou-se a armação recomendada pelo item 20.2 da NBR 6118 (ABNT, 2007).

[NBR 6118/2007 – Projeto de Estruturas de Concreto]

#### 20.2 Bordas livres e aberturas

Em bordas livres e junto à aberturas devem ser respeitadas as prescrições mínimas contidas na figura 20.1.

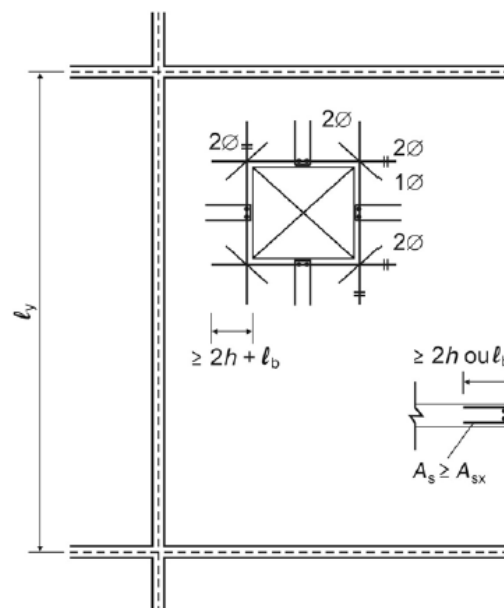
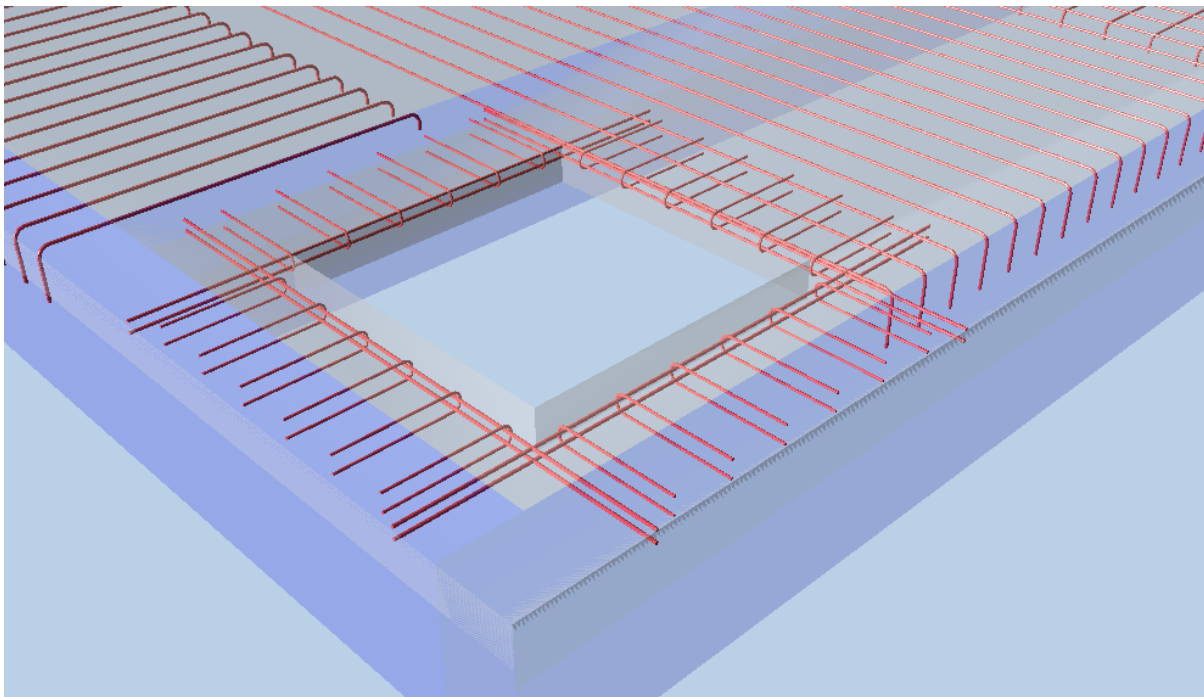


Figura 20.1 - Bordas livres e aberturas

<sup>22</sup> Ver desenho DE-2013-TF-ARQ-4-05-1 no APÊNDICE E.

- Armação adotada

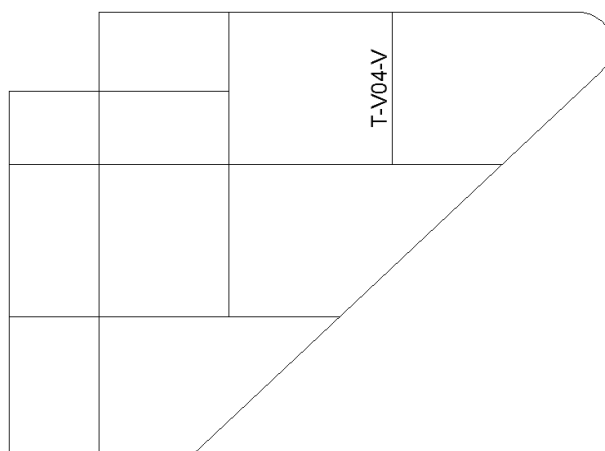
O detalhe com a armação adotada é mostrado na Figura 28.



**Figura 28** – Detalhe da armação do furo da laje no *software Allplan*®

## 6.10 Dimensionamento das vigas

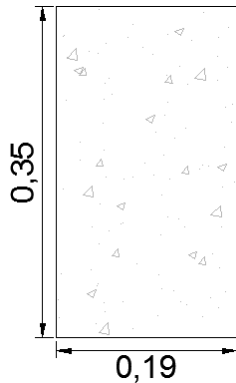
Por definição da NBR 6118 (ABNT, 2007), vigas são elementos lineares em que os esforços de flexão são preponderantes. Segue abaixo o procedimento adotado para dimensionamento das vigas<sup>[23]</sup>, utilizando como exemplo a viga T-V04-V mostrado na Figura 29.



**Figura 29** – Localização da viga T-V04-V

<sup>23</sup> O memorial de cálculo das vigas é apresentado no documento MC-2013-TF-EST-V-0 no APÊNDICE F.

### 6.10.1 Propriedades geométricas da seção adotada



**Figura 30** – Seção transversal da viga T-V04-V

Adotou-se a seção transversal conforme mostrado na Figura 30. Seguem os valores das propriedades geométricas da peça:

$$b_w = 0,19 \text{ m}$$

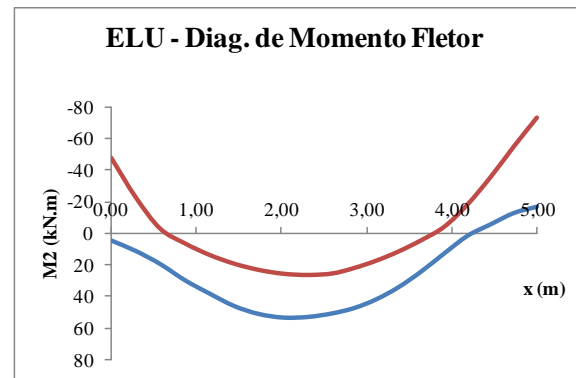
$$h = 0,35 \text{ m}$$

$$I_z = 6,79 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

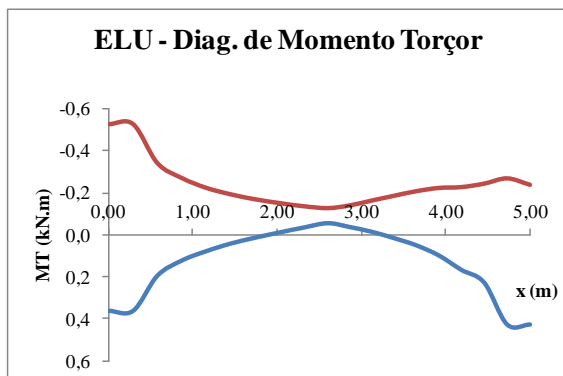
$$y_{\text{inf}} = 0,175 \text{ m}$$

### 6.10.2 Esforços dimensionantes

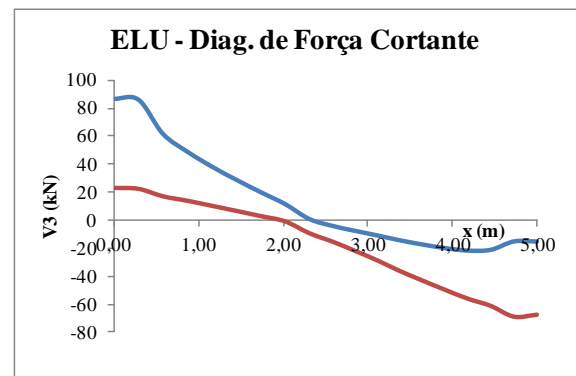
Retiraram-se do *STRAP*® os esforços gerados pelo peso próprio, carga acidental e vento. Em seguida, montaram-se os diagramas de esforços solicitantes no ELU para o momento fletor (Figura 31), momento torçor (Figura 32) e força cortante (Figura 33), conforme a formulação descrita no item 6.2.5 deste relatório.



**Figura 31** – Diagrama de momento fletor (em kN.m) para a viga T-V04-V



**Figura 32** – Diagrama de momento torçor (em kN.m) para a viga T-V04-V



**Figura 33** – Diagrama de força cortante (em kN) para a viga T-V04-V

### 6.10.3 Dimensionamento da armadura de flexão positiva

- Cálculo da altura útil disponível

$$d = h - c - \phi_t - \frac{\phi_1}{2} = 0,35 - 0,03 - 0,0063 - \frac{0,016}{2} = 0,3057 \text{ m}$$

- Cálculo da posição da linha neutra

$$x = 1,25 \cdot d \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \cdot b_w \cdot d^2 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}}} \right) =$$

$$= 1,25 \cdot 0,3057 \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{53,6}{0,425 \cdot 0,19 \cdot 0,3057^2 \cdot \frac{35000}{1,4}}} \right) = 0,059 \text{ m}$$

$$\frac{x}{d} = \frac{0,059}{0,3057} = 0,19 \leq 0,50 \Rightarrow \text{OK!}$$

- Cálculo da área de aço da armadura longitudinal de momento fletor

$$A_{s,min} = b_w \cdot h \cdot \rho_{min} = 0,19 \cdot 0,35 \cdot 0,201 \cdot 100 = 1,34 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{M_d}{(d - 0,8 \cdot x) \cdot f_{yd}} = \frac{53,6}{(0,3057 - 0,8 \cdot 0,059) \cdot 43,5} = 4,77 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3\phi 16 (6,03 \text{ cm}^2)$$

### 6.10.4 Dimensionamento da armadura de flexão negativa

- Cálculo da altura útil disponível

$$d_1 = h - c - \frac{\phi_1}{2} = 0,11 - 0,025 - \frac{0,008}{2} = 0,081 \text{ m}$$

- Cálculo da posição da linha neutra

$$x_1 = 1,25 \cdot d_1 \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{M_{d,1}}{0,425 \cdot b_w \cdot d_1^2 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}}} \right) =$$

$$= 1,25 \cdot 0,081 \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{11,2}{0,425 \cdot 1,00 \cdot 0,081^2 \cdot \frac{35000}{1,4}}} \right) = 0,0085 \text{ m}$$

- Cálculo da área de aço da armadura longitudinal de momento fletor

$$A_{s,\text{mín}} = \frac{2}{3} \cdot b_w \cdot h \cdot \rho_{\text{mín}} = \frac{2}{3} \cdot 1,00 \cdot 0,11 \cdot 0,201 \cdot 100 = 1,47 \text{ cm}^2$$

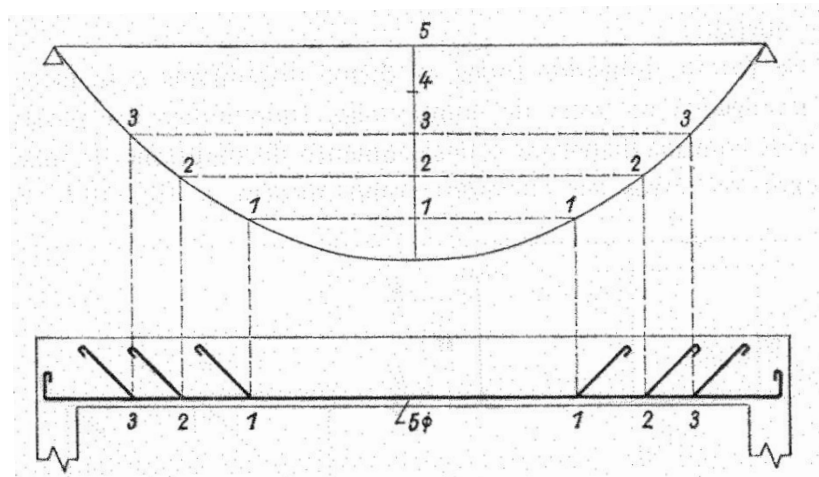
$$A_{s,1} = \frac{M_{d,1}}{(d - 0,4 \cdot x)} \cdot \frac{1}{\frac{f_{yk}}{\gamma_s}} = \frac{11,2}{(0,081 - 0,4 \cdot 0,0085)} \cdot \frac{1}{\frac{50}{1,15}} = 3,32 \text{ cm}^2 \Rightarrow \phi 8 \text{ c}/15$$

### 6.10.5 Decalagem da armadura longitudinal

Na prática de cálculo de edifícios comuns costuma-se usar o seguinte roteiro para detalhar as vigas (ROCHA, 1971):

- 1) Dividem-se as ordenadas máximas do momento fletor em tantas partes quantos são os ferros de tração correspondentes a estas ordenadas.
- 2) Traçam-se, pelos pontos de divisão, paralelas ao eixo da viga, as quais determinam pontos do diagrama de momentos fletores.

Será mostrado, por exemplo, a decalagem da barra na posição 2 da Figura 34.



**Figura 34** – Decalagem da armadura

**Fonte:** Novo Curso Prático de Concreto Armado, p. 332 (ROCHA, 1971)

O comprimento de barra a ser adotado é calculado conforme a formulação abaixo:

$$l \geq \begin{cases} l_1 + a_l + l_b \\ l_2 + a_l + 10 \phi \end{cases}$$

Nos casos de vigas de pequena altura, pode-se adotar, simplificada,  $a_l = d$  (ARAÚJO, 2003). No presente projeto adotou-se  $a_l = 0,75 \cdot d$ , conforme procedimento descrito na Apostila de Concreto I (PEF2304) (BELLA, 2005).

### 6.10.6 Dimensionamento da armadura de força cortante

Deve-se garantir a resistência do elemento estrutural ao cisalhamento no ELU satisfazendo as seguintes condições:

[NBR 6118/2007 – Projeto de Estruturas de Concreto]

17.4.2 Verificação do estado limite último

17.4.2.1 Cálculo da resistência

A resistência do elemento estrutural, numa determinada seção transversal, deve ser considerada satisfatória quando verificadas simultaneamente as seguintes condições:

$$V_{sd} \leq V_{Rd2}$$

$$V_{sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$$

onde:

$V_{sd}$  é a força cortante solicitante de cálculo, na seção;

$V_{Rd2}$  é a força resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto, [...]

$V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$ , é a força cortante resistente de cálculo, relativo à ruína por tração diagonal, onde  $V_c$  é a parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao de treliça e  $V_{sw}$  a parcela resistida pela armadura transversal, [...]

Para o cálculo da armadura transversal necessária no ELU podem ser utilizados 2 modelos de cálculo distintos, conforme NBR 6118 (ABNT, 2007). Neste projeto adotou-se para dimensionamento o *Modelo de cálculo I*, que presuppõe que as diagonais de compressão estão inclinadas em  $\theta=45^\circ$  em relação ao eixo da viga, conforme item 17.4.2.2 da NBR 6118 (ABNT, 2007).

[NBR 6118/2007 – Projeto de Estruturas de Concreto]

17.4.2.2 Modelo de cálculo I

O modelo I admite diagonais de compressão inclinadas de  $\theta = 45^\circ$  em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural e admite ainda que a parcela complementar  $V_c$  tenha valor constante, independente de  $V_{sd}$ .

[...]

- Cálculo da armadura mínima de força cortante

Deve-se respeitar a quantidade de armadura transversal mínima, conforme item 17.4.1.1.1 da NBR 6118 (ABNT, 2007).

[NBR 6118/2007 – Projeto de Estruturas de Concreto]

17.4.1.1.1 Todos os elementos lineares submetidos a força cortante, [...], devem conter armadura transversal mínima constituída por estribos, com taxa geométrica:

$$\rho_{sw} = A_{sw} / b_w s \sin \alpha \geq 0,2 f_{ct,m} / f_{ywk}$$

onde:

$A_{sw}$  é a área da seção transversal dos estribos;

$s$  é o espaçamento dos estribos, medido segundo o eixo longitudinal do elemento estrutural;

$\alpha$  é a inclinação dos estribos em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural;

$b_w$  é a largura média da alma, medido ao longo da altura útil da seção, [...];

$f_{ywk}$  é a resistência ao escoamento do aço da armadura transversal;

$f_{ct,m}$  é dado em 8.2.5.

$$f_{ywk} = 500 \text{ MPa (Ver item 6.3.2)}$$

$$f_{ct,m} = 3,21 \text{ MPa (Ver item 6.4.1)}$$

$$b_w = 19 \text{ cm}$$

$$\alpha = 90^\circ \leftarrow \text{Especificação de projeto – Estribo ortogonal ao eixo da viga.}$$

$$\frac{A_{sw,mín}}{s} = \frac{0,2 \cdot f_{ct,m} \cdot b_w \cdot \sin \alpha}{f_{ywk}} = \frac{0,2 \cdot 3,21 \cdot 19 \cdot \sin 90^\circ}{500} \cdot 100 = 2,44 \text{ cm}^2/m$$

- Verificação da biela de compressão do concreto

De acordo com o modelo de treliça idealizado por Mörsch, após a fissuração da peça, o esforço cortante é equilibrado pela associação de bielas comprimidas de concreto e de diagonais tracionadas acompanhando as trajetórias das tensões principais. As tensões de compressão nas bielas inclinadas devem ser limitadas, para não haver a ruptura por esmagamento do concreto (ARAÚJO, 2003). Verificou-se a compressão diagonal do concreto conforme item 17.4.2.2 a) da NBR 6118 (ABNT, 2007).

[NBR 6118/2007 – Projeto de Estruturas de Concreto]

17.4.2.2 Modelo de cálculo I

[...]

a) verificação da compressão diagonal do concreto:

$$V_{Rd2} = 0,27 \alpha_{v2} f_{cd} b_w d$$

onde:

$$\alpha_{v2} = (1 - f_{ck} / 250)$$

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250} = 1 - \frac{35}{250} = 0,86$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d = 0,27 \cdot 0,86 \cdot \frac{35000}{1,4} \cdot 0,19 \cdot 0,3057 = 337,17 \text{ kN}$$

$$V_{Sd} = 87,07 \text{ kN} \leq V_{Rd2} = 337,17 \text{ kN} \Rightarrow \text{OK!}$$

- Cálculo da área de aço da armadura transversal de força cortante

As armaduras transversais para força cortante foram dimensionadas conforme as recomendações do item 17.4.2.2 b) da NBR 6118 (ABNT, 2007).

[NBR 6118/2007 – Projeto de Estruturas de Concreto]

17.4.2.2 Modelo de cálculo I

[...]

b) cálculo da armadura transversal:

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$$

onde:

$$V_{sw} = (A_s / s) 0,9 d f_{ywd} (\sin \alpha + \cos \alpha)$$

[...]

$V_c = V_{c0}$  na flexão simples e na flexo-tração com a linha neutra cortando a seção

[...]

$$V_{c0} = 0,6 f_{ctd} b_w d$$

$$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c$$

$$V_{c0} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = 0,6 \cdot (1,6 \cdot 10^3) \cdot 0,19 \cdot 0,3057 = 55,93 \text{ kN}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{sd} - V_{c0}}{0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)} = \frac{87,07 - 55,93}{0,9 \cdot 0,3057 \cdot 43,5 \cdot (\sin 90 + \cos 90)} =$$

$$= 2,60 \text{ cm}^2/\text{m}$$

### 6.10.7 Dimensionamento da armadura de torção

Elabora-se o dimensionamento à torção das estruturas de concreto armado estágio II – isto é, considerando a peça fissurada. Para isso adota-se o modelo da treliça de *Mörsch* (ARAÚJO, 2003). As barras longitudinais e os estribos formam, juntamente com as bielas de compressão, uma treliça espacial capaz de equilibrar o momento torçor solicitante (ARAÚJO, 2003). Para garantir a resistência à momento torçor de elemento estrutural no ELU devem ser satisfeitas as seguintes condições da NBR 6118 (ABNT, 2007):

[NBR 6118/2007 – Projeto de Estruturas de Concreto]

17.5.1.3 Resistência do elemento estrutural - Torção pura

Admite-se satisfeita a resistência do elemento estrutural, numa dada seção, quando se verificarem simultaneamente as seguintes condições:

$$T_{Sd} \leq T_{Rd,2}$$

$$T_{Sd} \leq T_{Rd,3}$$

$$T_{Sd} \leq T_{Rd,4}$$

onde:

$T_{Rd,2}$  representa o limite dado pela resistência das diagonais comprimidas de concreto;

$T_{Rd,3}$  representa o limite definido pela parcela resistida pelos estribos normais ao eixo do elemento estrutural;

$T_{Rd,4}$  representa o limite definido pela parcela resistida pelas barras longitudinais, paralelas ao eixo do elemento estrutural.

- Considerações de projeto para cálculo da armadura de torção

Pode-se desprezar a torção de compatibilidade, que ocorre devido ao comportamento monolítico admitido na ligação entre a laje e a viga, desde que se garanta a capacidade de adaptação plástica do elemento estrutural, conforme item 17.5.1.2 da NBR 6118 (ABNT, 2007).

[NBR 6118/2007 – Projeto de Estruturas de Concreto]

17.5.1.2 Condições gerais

[...]

Quando a torção não for necessária ao equilíbrio, caso da torção de compatibilidade, é possível desprezá-la, desde que o elemento estrutural tenha adequada capacidade de adaptação plástica e que todos os outros esforços sejam calculados sem considerar os efeitos por ela provocados. [...]

Como o dimensionamento das vigas foi feito por meio de planilha eletrônica, optou-se por dimensionar a peça para resistir aos esforços de torção de compatibilidade.

- Cálculo da armadura mínima de torção

Deve-se respeitar a quantidade de armadura transversal mínima, conforme item 17.5.1.2 da NBR 6118 (ABNT, 2007).

[NBR 6118/2007 – Projeto de Estruturas de Concreto]

17.5.1.2 Condições gerais

Sempre que a torção for necessária ao equilíbrio do elemento estrutural, deve existir armadura destinada a resistir aos esforços de torção. Esta armadura deve ser constituída por estribos verticais normais ao eixo do elemento estrutural e barras longitudinais distribuídas ao longo do perímetro da seção resistente, calculada de acordo com as presecrções desta seção e com taxa geométria mínima dada pela expressão:

$$\rho_{s\lambda} = \rho_{sw} = A_{sw} / b_w s \text{ sen } \alpha \geq 0,2 f_{ct,m} / f_{ywk}$$

[...]

$$f_{ywk} = 500 \text{ MPa (Ver item 6.3.2)}$$

$$f_{ct,m} = 3,21 \text{ MPa (Ver item 6.4.1)}$$

$$b_w = 19 \text{ cm}$$

$\alpha = 90^\circ \leftarrow$  Especificação de projeto – Estribo ortogonal ao eixo da viga.

$$\frac{A_{sw,mín}}{s} = \frac{0,2 \cdot f_{ct,m} \cdot b_w \cdot \text{sen } \alpha}{f_{ywk}} = \frac{0,2 \cdot 3,21 \cdot 19 \cdot \text{sen } 90^\circ}{500} \cdot 100 = 2,44 \text{ cm}^2/m$$

$$\frac{A_{s,mín}}{s} = \frac{0,2 \cdot f_{ct,m} \cdot b_w \cdot \text{sen } \alpha}{f_{ywk}} = \frac{0,2 \cdot 3,21 \cdot 19 \cdot \text{sen } 90^\circ}{500} \cdot 100 = 2,44 \text{ cm}^2$$

- Seção resistente de cálculo

Ensaio realizados em laboratório mostraram que, após o surgimento das fissuras de torção, somente uma pequena casca de concreto, junto à face externa da seção transversal da barra, colabora na resistência à torção (ARAÚJO, 2003). Esses resultados mostram que a resistência à torção de uma seção cheia é equivalente à resistência de uma seção vazada com as mesmas armaduras (ARAÚJO, 2003). Portanto, o núcleo é pouco solicitado e pode ser desconsiderado no dimensionamento. Dessa forma, o dimensionamento à torção de uma seção cheia é feito para uma seção vazada equivalente (ARAÚJO, 2003).

- Verificação da biela de compressão do concreto

De acordo com o modelo de treliça idealizado por Mörsch, após a fissuração da peça, o esforço cortante é equilibrado pela associação de bielas comprimidas de concreto e de diagonais tracionadas acompanhando as trajetórias das tensões principais (ARAÚJO, 2003).

[NBR 6118/2007 – Projeto de Estruturas de Concreto]

17.5.1.5 Verificação da compressão diagonal do concreto

A resistência decorrente das diagonais comprimidas de concreto deve ser obtida por:

$$T_{Rd2} = 0,50 \alpha_{v2} f_{cd} A_e h_e \sen 2\theta$$

onde:

$$\alpha_{v2} = (1 - f_{ck} / 250);$$

$\theta$  é o ângulo de inclinação das diagonais de concreto, arbitrado no intervalo  $30^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$ ;

$A_e$  é a área limitada pela linha média da parede da seção vazada, real ou equivalente, incluindo a parte vazada;

$h_e$  é a espessura equivalente da parede de seção vazada, real ou equivalente, no ponto considerado.

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250} = 1 - \frac{35}{250} = 0,86$$

$$T_{Rd2} = 0,5 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot A_e \cdot h_e \cdot \sen 2\theta = 0,5 \cdot 0,86 \cdot \frac{35000}{1,4} \cdot 0,037 \cdot 0,062 \cdot \sen(2 \cdot 45^\circ) = 24,52 \text{ kN}$$

$$T_{Sd} = 0,53 \text{ kN} \cdot m \leq T_{Rd2} = 24,52 \text{ kN} \Rightarrow \text{OK!}$$

- Cálculo da área de aço da armadura longitudinal de torção

As armaduras longitudinais para momento torçor foram dimensionadas conforme as recomendações do item 17.5.1.6 b) da NBR 6118 (ABNT, 2007).

[NBR 6118/2007 – Projeto de Estruturas de Concreto]

17.5.1.6 Cálculo das armaduras

[...]

b) a resistência decorrente das armaduras longitudinais atende à expressão:

$$T_{Rd4} = (A_{s\lambda} / u_e) 2A_e f_{ywd} \tg \theta$$

onde:

$A_{s\lambda}$  é a soma das áreas das seções das barras longitudinais;

$u_e$  é o perímetro de  $A_e$ .

A armadura de torção, de área total  $A_{s\lambda}$ , pode ter o arranjo distribuído ou concentrado, mantendo-se obrigatoriamente constante a relação  $\Delta A_{s\lambda} / \Delta u$ , onde  $\Delta u$  é o trecho de perímetro, da seção efetiva, correspondente a cada barra ou feixe de barras de área  $\Delta A_{s\lambda}$ .

[...]

$$A_{s\lambda} = \frac{T_{Sd} \cdot u_e}{2 A_e f_{ywd} \operatorname{tg} \theta} = \frac{0,53 \cdot 0,834}{2 \cdot 0,037 \cdot 43,5 \cdot \operatorname{tg} 45^\circ} = 0,14 \text{ cm}^2$$

- Cálculo da área de aço da armadura transversal de torção

As armaduras transversais para momento torçor foram dimensionadas conforme as recomendações do item 17.5.1.6 a) da NBR 6118 (ABNT, 2007).

[NBR 6118/2007 – Projeto de Estruturas de Concreto]

17.5.1.6 Cálculo das armaduras

Devem ser consideradas efetivas as armaduras contidas na área correspondente à parede equivalente, [...]

a) a resistência decorrente dos estribos normais ao eixo do elemento estrutural atende à expressão:

$$T_{Rd3} = (A_{90} / s) f_{ywd} 2A_e \cotg \theta$$

onde:

$f_{ywd}$  é o valor de cálculo da resistência ao escoamento do aço da armadura passiva, limitada a 435 MPa;

[...]

$$\frac{A_{90}}{s} = \frac{T_{Sd}}{2 A_e f_{ywd} \cotg \theta} = \frac{0,53}{2 \cdot 0,037 \cdot 43,5 \cdot \cotg 45^\circ} = 0,16 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

### 6.10.8 Verificação da flexo-torção

- Verificação da biela de compressão do concreto

Pode-se garantir a estabilidade das bielas de compressão do concreto na flexo-torção respeitado o critério descrito no item 17.7.2.2 da NBR 6118 (ABNT, 2007).

[NBR 6118/2007 – Projeto de Estruturas de Concreto]

17.7.2.2 A resistência à compressão diagonal do concreto deve ser satisfeita atendendo à expressão:

$$V_{Sd} / V_{Rd2} + T_{Sd} / T_{Rd2} \leq 1$$

onde:

$V_{Sd}$  e  $T_{Sd}$  são os esforços de cálculo que agem concomitantemente na seção.

$$\frac{V_{Sd}}{V_{Rd}} + \frac{T_{Sd}}{T_{Rd}} = \frac{87,07}{337,17} + \frac{0,53}{24,52} = 0,28 \leq 1 \Rightarrow \text{OK!}$$

- Cálculo da área de aço da armadura transversal de flexo-torção

Conforme item 17.7.2.3 da NBR 6118 (ABNT, 2007), calculou-se a quantidade de armadura transversal na flexo-torção como sendo a soma das parcelas das armaduras calculadas no item 6.10.6 e item 6.10.7.

[NBR 6118/2007 – Projeto de Estruturas de Concreto]

17.7.2.3 A armadura transversal pode ser calculada pela soma das armaduras calculadas separadamente para  $V_{sd}$  e  $T_{sd}$ .

### 6.10.9 Disposições construtivas

- Armadura longitudinal

As armaduras de flexão devem ser dispostas na seção transversal respeitando os seguintes espaçamentos, conforme o item 18.3.2.2 da NBR 6118 (ABNT, 2007):

[NBR 6118/2007 – Projeto de Estruturas de Concreto]

18.3.2.2 Distribuição transversal

O espaçamento mínimo livre entre as faces das barras longitudinais, medido no plano da seção transversal, deve ser igual ou superior ao maior dos seguintes valores:

a) na direção horizontal ( $a_h$ ):

- 20 mm;

- diâmetro da barra, [...];

- 1,2 vez a dimensão máxima característica do agregado graúdo.

b) na direção vertical ( $a_v$ ):

- 20 mm;

- diâmetro da barra, [...];

- 0,5 vez a dimensão máxima característica do agregado graúdo.

[...]

O agregado graúdo do concreto especificado para este projeto é a Brita 1 com  $\phi=19$  mm<sup>[24]</sup>.

$$e_v \geq \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ \phi = 1,6 \text{ cm} \\ 0,5 \cdot \phi_{\text{máx, agregado}} = 0,95 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \text{Portanto } e_{v,\text{mín}} = 2,0 \text{ cm}$$

$$e_h \geq \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ \phi = 1,6 \text{ cm} \\ 1,2 \cdot \phi_{\text{máx, agregado}} = 2,3 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \text{Portanto } e_{h,\text{mín}} = 2,3 \text{ cm}$$

No caso das armaduras negativas, deve-se prever um espaço de pelo menos 4 cm para a passagem da agulha do vibrador.

<sup>24</sup> Ver catálogo técnico de agregado para construção civil no ANEXO I.

---

---

- Armadura transversal de torção

No caso da torção, só se pode contar com um dos ramos dos estribos, pois todos os ramos estão submetidos à força de tração  $F_{te}$ , inclusive aqueles situados nas faces superior e inferior da viga. Desse modo, os estribos para torção devem ser fechados, obrigatoriamente (ARAÚJO, 2003).

- Armadura de pele

As armaduras de pele têm a função de impedir uma fissuração superficial exagerada da peça, nas condições de utilização normal. Essas armaduras são usualmente empregadas em vigas altas e naquelas peças em que o cobrimento da armadura principal é excessivo (FUSCO, 1995). Como todas as vigas deste projeto têm altura inferior a 60 cm pode-se dispensar o uso de armadura de pele, conforme item 17.3.5.2.3 da NBR 6118 (ABNT, 2007).

[NBR 6118/2007 – Projeto de Estruturas de Concreto]

17.3.5.2.3 Armadura de pele

[...]

Em vigas com altura igual ou inferior a 60 cm, pode ser dispensada a utilização da armadura de pele.

#### 6.10.10 Armação adotada

Segue abaixo na a viga T-V04-V com a respectiva armação, calculada e detalhada conforme explicado nos itens anteriores.

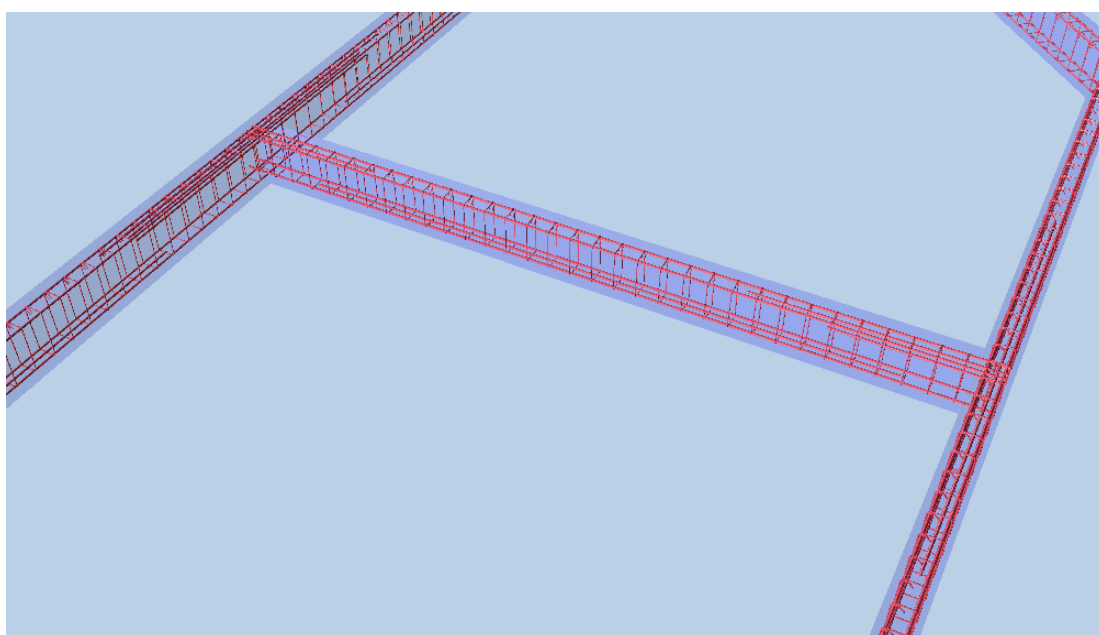


Figura 35 – Viga T-V04-V armado no Allplan®

### 6.10.11 Verificação do estado limite de deformação excessiva

Para uma avaliação satisfatória das flechas em vigas de concreto armado, é necessário levar em conta os seguintes aspectos: colaboração do concreto entre fissuras, não linearidade física em compressão e efeitos de fluência e retração do concreto (ARAÚJO, 2003).

- Momento de inércia da seção de concreto no estágio II puro

Uma vez atingida a carga de fissuração, ocorre uma redução de rigidez da viga com a passagem do estado não fissurado (estádio I) para o estado fissurado (estádio II), em que parte dos esforços de tração continua sendo absorvida pelo concreto entre fissuras, devido às tensões de aderência entre a barra de aço e o concreto (ARAÚJO, 2003).

O método clássico de cálculo da rigidez à flexão no estágio II puro considera apenas o comportamento elástico linear do concreto comprimido, o comportamento do aço também é considerado elástico linear (FUSCO, 1983). Além disso, admite-se todas as hipóteses do modelo de barra de *Bernoulli-Euler* (especialmente a seção transversal mantém-se plana na flexão) e que o aço e o concreto trabalhem em situação de solidariedade perfeita (FUSCO, 1983). Despreza-se a colaboração do concreto no banzo tracionado, supõe-se constante o módulo de elasticidade do concreto ( $E_{cs}$ ) e do aço ( $E_s$ ), e adota-se a distribuição triangular para o diagrama de tensões na seção comprimida (LEONHARDT, 1979), conforme mostrado na Figura 36.

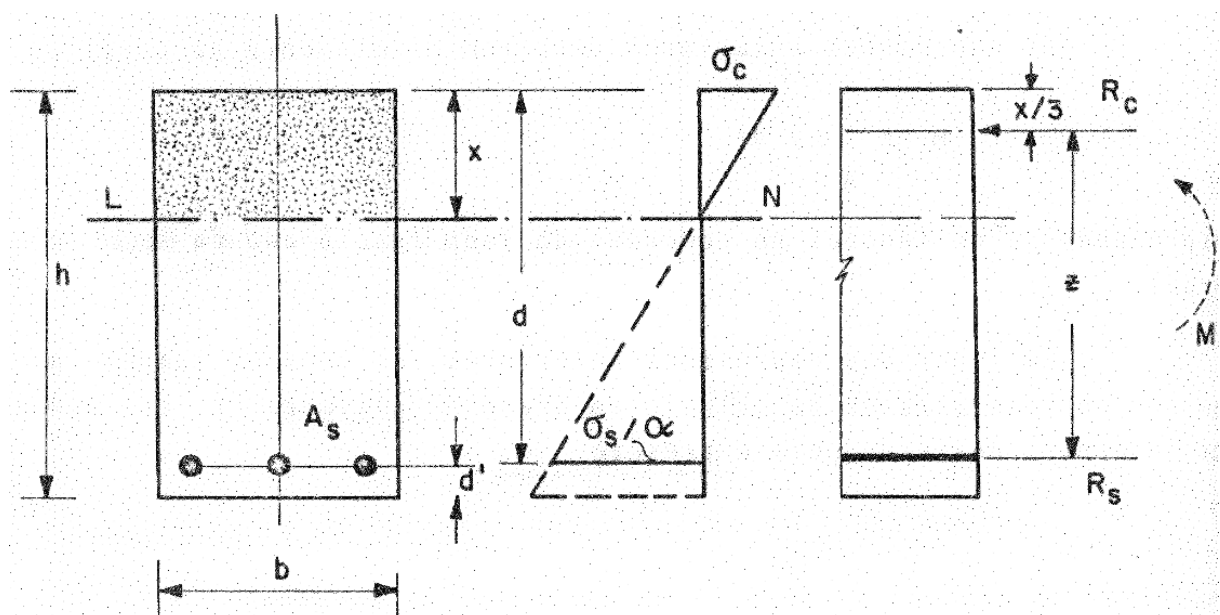


Figura 36 – Seção fissurada no estágio II

**Fonte:** Estruturas de Concreto Solicitação em Serviço 1ª Parte (FUSCO, 1983)

A posição da linha neutra no estágio II puro depende apenas das características geométricas e mecânicas da seção transversal sendo determinada utilizando a expressão abaixo<sup>[25]</sup> demonstrada por Fusco (1983):

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cs}} = \frac{210000}{28161} = 7,46$$

$$x_{II} = \frac{-A_s \cdot \alpha_e + \sqrt{(A_s \cdot \alpha_e)^2 + 2 A_s \cdot \alpha_e d b_w}}{b_w} =$$

$$= \frac{-(6,03 \cdot 10^{-4}) \cdot 7,46 + \sqrt{(6,03 \cdot 10^{-4} \cdot 7,46)^2 + 2 (6,03 \cdot 10^{-4} \cdot 7,46) \cdot 0,3057 \cdot 0,19}}{0,19} =$$

$$= 0,099 \text{ m}$$

Em seguida calculou-se o momento de inércia da seção fissurada utilizando a formulação<sup>[26]</sup> demonstrada por Fusco (1983):

$$I_{II} = \frac{b_w x_{II}^3}{3} + A_s \cdot \alpha_e \cdot (d - x_{II})^2 = \frac{0,19 \cdot 0,099^3}{3} + (6,03 \cdot 10^{-4}) \cdot 7,46 \cdot (0,3057 - 0,099)^2 =$$

$$= 2,54 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

- Cálculo da rigidez equivalente

Para peças no estágio II, a rigidez é um valor entre a equivalente conforme o item 17.3.2.1.1 da NBR 6118 (ABNT, 2007).

[NBR 6118/2007 – Projeto de Estruturas de Concreto]

17.3.2.1.1 Flecha imediata em vigas de concreto armado

Para uma avaliação aproximada da flecha imediata em vigas, pode-se utilizar a expressão de rigidez equivalente dada a seguir:

$$(EI)_{eq} = E_{cs} \left\{ \left( \frac{M_r}{M_a} \right)^3 I_c + \left[ 1 - \left( \frac{M_r}{M_a} \right)^3 \right] I_{II} \right\} \leq E_{cs} I_c$$

onde:

$I_c$  é o momento de inércia da seção bruta de concreto;

$I_{II}$  é o momento de inércia da seção fissurada de concreto no estágio II, calculado com  $\alpha_e = E_s/E_{cs}$ ;

<sup>25</sup> Transcreveu-se as variáveis da fórmula utilizando a notação da NBR 6118 (ABNT, 2007).

<sup>26</sup> Transcreveu-se as variáveis da fórmula utilizando a notação da NBR 6118 (ABNT, 2007).

$M_a$  é o momento fletor na seção crítica do vão considerado, momento máximo no vão para vigas biapoiadas ou contínuas e momento no apoio para balanços, para a combinação de ações considerada nessa avaliação;

$M_r$  é o momento de fissuração do elemento estrutural, cujo valor deve ser reduzido à metade no caso de utilização de barras lisas;

$E_{cs}$  é o módulo de elasticidade secante do concreto.

O momento de fissuração ( $M_r$ ) é calculado conforme o item 17.3.1 da NBR 6118 (ABNT, 2007), devendo-se adotar para seções retangulares  $\alpha = 1,5$  e para análise de flecha  $f_{ct} = f_{ct,m} = 3,21$  MPa.

[NBR 6118/2007 – Projeto de Estruturas de Concreto]

#### 17.3.1 Generalidades

Nos estados limites de serviço as estruturas trabalham parcialmente no estágio I e parcialmente no estágio II. A separação entre essas duas partes é definida pelo momento de fissuração. Esse momento pode ser calculado pela seguinte expressão aproximada:

$$M_r = \frac{\alpha f_{ct} I_c}{y_t}$$

onde:

$\alpha = 1,2$  para seções T ou duplo T;

$\alpha = 1,5$  para seções retangulares;

onde:

$\alpha$  é o fator que correlaciona aproximadamente a resistência à tração na flexão com a resistência à tração direta;

$y_t$  é a distância do centro de gravidade da seção à fibra mais tracionada;

$I_c$  é o momento de inércia da seção bruta de concreto;

$f_{ct}$  é a resistência à tração direta do concreto, conforme 8.2.5, com o quantil apropriado a cada verificação particular. Para a determinação do momento de fissuração deve ser utilizado o  $f_{ctk,inf}$  no estado limite de verificação de fissuras e o  $f_{ct,m}$  no estado limite de deformação excessiva (ver 8.2.5).

[...]

$$M_r = \frac{\alpha f_{ct} I_c}{y_t} = \frac{1,5 \cdot (3,21 \cdot 10^3) \cdot (6,79 \cdot 10^{-4})}{0,175} = 18,7 \text{ kN.m}$$

Para análise da flecha utiliza-se a combinação CQP  $\Rightarrow M_a = 25,9$  kN.m

Como  $M_a > M_r \Rightarrow$  Peça no estágio II

$$\begin{aligned} I_{eq} &= \left(\frac{M_r}{M_a}\right)^3 I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a}\right)^3\right] I_{II} = \left(\frac{18,7}{25,9}\right)^3 6,79 \cdot 10^{-4} + \left[1 - \left(\frac{18,7}{25,9}\right)^3\right] 2,54 \cdot 10^{-4} = \\ &= 4,13 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4 \end{aligned}$$

---



---

- Cálculo da flecha imediata

Calculou-se a flecha imediata no centro do vão utilizando a fórmula clássica de resistência dos materiais para viga biapoiada com carregamento distribuído uniforme, conforme demonstrado por Timoshenko (1971).

$$y_{m\acute{a}x} = \frac{5}{384} \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I_z}$$

Calculou-se o carregamento distribuído equivalente ( $p_{eq}$ ) que provoca no centro de uma viga biapoiada o momento fletor  $M_a$  da combinação CQP.

$$p_{eq} = \frac{2 M_a}{l^2} = \frac{2 \cdot 25,9}{5,00^2} = 2,07 \text{ kN/m}$$

Adotando-se  $(E \cdot I_z) = (E_{cs} \cdot I_{II})$ , calculou-se a flecha imediata:

$$\delta_i = \frac{5}{384} \frac{2,07 \cdot 5,00^4}{(2,82 \cdot 10^7) \cdot (4,13 \cdot 10^{-4})} \cdot 1000 = 1,45 \text{ mm}$$

- Cálculo da flecha final

Para cálculo da flecha final após a ocorrência da fluência<sup>[27]</sup> adotou-se o procedimento conforme item 17.3.2.1.2 da NBR 6118 (ABNT, 2007), mostrado no item 6.9.8 deste relatório.

Não adotou-se armadura passiva de compressão na viga  $\Rightarrow \rho' = 0\%$

A flecha diferida é calculada no tempo infinito, ou seja,  $t \gg 70$  meses  $\Rightarrow \xi_i = 0,0 / \xi_f = 2,0$

$$\alpha_f = \frac{\Delta \xi}{1 + 50\rho'} = \frac{(2,0 - 0,0)}{1 + 50 \cdot 0} = 2,0$$

$$\delta_f = \delta_i \cdot (1 + \alpha_f) = 1,45 \cdot (1 + 2,0) = 4,35 \text{ mm}$$

---

<sup>27</sup> Para mais detalhes sobre o fenômeno de fluência, ver item 6.4.4 deste relatório.

---



---

- Verificação da flecha

Os deslocamentos limites são classificados e limitados em quatro grupos básicos, segundo a NBR 6118 (ABNT, 2007).

[NBR 6118/2007 – Projeto de Estruturas de Concreto]

13.3 Deslocamentos limites

[...]

a) aceitabilidade sensorial: o limite é caracterizado por vibrações indesejáveis ou efeito visual desagradável.

[...]

b) efeitos específicos: os deslocamentos podem impedir a utilização adequada da construção;

c) efeitos em elementos não estruturais: deslocamentos estruturais podem ocasionar o mau funcionamento de elementos que, apesar de não fazerem parte da estrutura, estão a ela ligados;

d) efeitos em elementos estruturais: os deslocamentos podem afetar o comportamento do elemento estrutural, provocando afastamento em relação às hipóteses de cálculo adotadas. Se os deslocamentos forem relevantes para o elemento considerado, seus efeitos sobre as tensões ou sobre a estabilidade da estrutura devem ser considerados, incorporando-as ao modelo estrutural adotado.

Os limites de deslocamentos (ou flecha) das estruturas de concreto são estabelecidos na Tabela 13.2 da NBR 6118 (ABNT, 2007). A fim de limitar as vibrações sentidas no piso, e portanto garantir conforto ao usuário da edificação, deve-se impor que a flecha máxima seja menor ou igual a  $l/350$ .

$$\delta_{lim} = \frac{l}{350} = \frac{5,00}{350} \cdot 1000 = 14,3 \text{ mm}$$

$$\delta_f = 4,35 \text{ mm} \leq \delta_{lim} = 14,3 \text{ mm} \Rightarrow \text{OK!}$$

#### **6.10.12 Verificação do estado limite de abertura de fissura**

Em estruturas de concreto armado, a fissuração pode ser inevitável por causa da baixa resistência à tração do concreto (ARAÚJO, 2003). Embora existam outras causas que também podem provocar a fissuração, conforme citado na NBR 6118 (ABNT, 2007): a retração plástica térmica, reações químicas internas do concreto nas primeiras idades, o traço especificado e/ou o tipo e o tempo de cura. O risco e a evolução da corrosão do aço na região das fissuras de flexão transversais à armadura principal dependem essencialmente da qualidade e da espessura do concreto de cobertura da armadura (ABNT, 2007). A abertura das fissuras não deve comprometer a durabilidade nem a aparência da estrutura (ARAÚJO, 2003).

- Modelo de cálculo para verificação da abertura de fissura

Verificou-se o estado limite de abertura de fissuras seguindo os critérios do item 17.3.3 da NBR 6118 (ABNT, 2007).

[NBR 6118/2007 – Projeto de Estruturas de Concreto]

17.3.3 Estado limite de fissuração

[...]

17.3.3.2 Controle da fissuração através da limitação da abertura estimada das fissuras

O valor da abertura das fissuras pode sofrer influência de restrições às variações volumétricas da estrutura, difíceis de serem consideradas nessa avaliação de forma suficientemente precisa. Além disso, essa abertura sofre também influência das condições de execução da estrutura.

Por essas razões, os critérios apresentados a seguir devem ser encarados como avaliações aceitáveis do comportamento geral do elemento, mas não garantem avaliação precisa da abertura de uma fissura específica.

[...]

O valor característico da abertura de fissuras,  $w_k$ , determinado para cada parte da região de envolvimento, é o menor entre os obtidos pelas expressões que seguem:

$$w_k = \frac{\phi_i}{12,5} \frac{\sigma_{si}}{\eta_1} \frac{3\sigma_{si}}{E_{si} f_{ctm}}$$

$$w_k = \frac{\phi_i}{12,5} \frac{\sigma_{si}}{\eta_1} \frac{E_{si}}{E_{si}} \left( \frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right)$$

onde:

$\sigma_{si}$ ,  $\phi_i$ ,  $E_{si}$ ,  $\rho_{ri}$  são definidos para cada área de envolvimento em exame;

$A_{cri}$  é a área da região de envolvimento protegida pela barra  $\phi_i$ ;

$E_{si}$  é o módulo de elasticidade do aço da barra considerada, de diâmetro  $\phi_i$ ;

$\phi_i$  é o diâmetros da barra que protege a região de envolvimento considerada;

$\rho_{ri}$  é a taxa de armadura passiva [...] em relação à área da região de envolvimento ( $A_{cri}$ );

$\sigma_{si}$  é a tensão de tração no centro de gravidade da armadura considerada, calculada no estágio II.

- Cálculo da tensão da armadura no estágio II

Calculou-se a tensão na armadura mais tracionada utilizando a formulação <sup>[28]</sup> demonstrada por Fusco (1983):

Solicitação na combinação CF  $\Rightarrow M_a = 29,47$  kN.m

$$\sigma_{si} = \alpha_e \cdot \frac{M_a}{I_{II}} \cdot (d - x_{II}) = 7,46 \cdot \frac{29,47}{2,54 \cdot 10^{-4}} \cdot (0,3057 - 0,099) \cdot 10^{-3} = 179,2 \text{ MPa}$$

<sup>28</sup> Transcreveu-se as variáveis da fórmula utilizando a notação da NBR 6118 (ABNT, 2007).

- Cálculo da taxa de armadura na região de envolvimento

Conforme as recomendações do item 17.3.3.2 da NBR 6118 (ABNT, 2007), calculou-se o concreto na área de envolvimento considerando um retângulo de lados igual a  $7,5\phi$  do eixo da barra.

[NBR 6118/2007 – Projeto de Estruturas de Concreto]

17.3.3.2 Controle da fissuração através da limitação da abertura estimada das fissuras

[...]

Para cada elemento [...] das armaduras passiva [...], que controlam a fissuração do elemento estrutural, deve ser considerada uma área  $A_{cri}$  de concreto de envolvimento, constituída por um retângulo cujos lados não distam mais de  $7,5\phi$  do eixo da barra da armadura (ver figura 17.3).

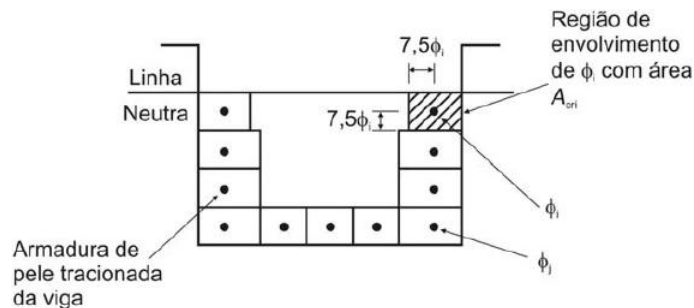


Figura 17.3 - Concreto de envolvimento da armadura

[...]

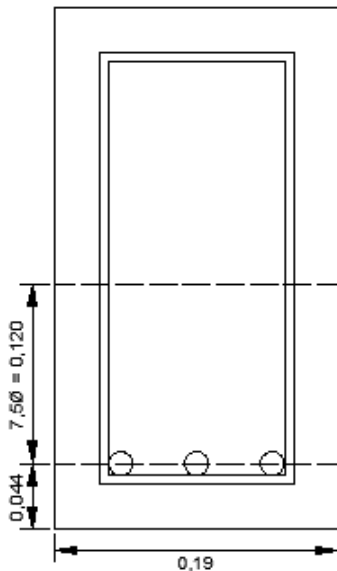


Figura 37 – Região de envolvimento para cálculo da taxa de armadura

Armação adotada:  $3\phi 16$

$$A_s = 3 \cdot 2,01 = 6,03 \text{ cm}^2$$

Área de concreto na região de envolvimento:

$$A_{cri} = 16,4 \cdot 19 = 311,6 \text{ cm}^2$$

Cálculo da taxa de armadura:

$$\rho_{ri} = \frac{A_s}{A_{cri}} = \frac{6,03}{311,6} = 0,019$$

- Cálculo da abertura de fissura

Segue abaixo o cálculo da abertura de fissuras, utilizando a formulação do item 17.3.3.2 da NBR 6118 (ABNT, 2007).

$$w_{k,1} = \frac{\phi_i}{12,5 \eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \frac{3\sigma_{si}}{f_{ctm}} = \frac{16}{12,5 \cdot 2,25} \cdot \frac{179,2}{2,1 \cdot 10^5} \cdot \frac{3 \cdot 179,2}{3,21} = 0,081 \text{ mm}$$

$$w_{k,2} = \frac{\phi_i}{12,5 \eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \left( \frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right) = \frac{16}{12,5 \cdot 2,25} \cdot \frac{179,2}{2,1 \cdot 10^5} \cdot \left( \frac{4}{0,019} + 45 \right) = 0,122 \text{ mm}$$

Deve ser utilizado o menor dos valores calculados  $\Rightarrow w_k = 0,081 \text{ mm}$

- Verificação da abertura de fissura

Os valores limites aceitáveis para a fissuração dependem do tipo de estrutura e das condições ambientais, conforme indicado na Tabela 13.3 da NBR 6118 (ABNT, 2007).

[NBR 6118/2007 – Projeto de Estruturas de Concreto]

Tabela 13.3 - Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental

Tipo de concreto estrutural	Classe de agressividade ambiental (CAA) e tipo de protensão	Exigências relativas à fissuração	Combinação de ações em serviço a utilizar
Concreto simples	CAA I a CAA IV	Não há	-
Concreto armado	CAA I	ELS-W $w_k \leq 0,4 \text{ mm}$	Combinação freqüente
	CAA II e CAA III	ELS-W $w_k \leq 0,3 \text{ mm}$	
	CAA IV	ELS-W $w_k \leq 0,2 \text{ mm}$	
Concreto protendido nível 1 (protensão parcial)	Pré-tração com CAA I ou Pós-tração com CAA I e II	ELS-W $w_k \leq 0,2 \text{ mm}$	Combinação freqüente
Concreto protendido nível 2 (protensão limitada)	Pré-tração com CAA II ou Pós-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação freqüente
		ELS-D <sup>1)</sup>	Combinação quase permante
Concreto protendido nível 3 (protensão completa)	Pré-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação rara
		ELS-D <sup>1)</sup>	Combinação freqüente

<sup>1)</sup> A critério do projetista, o ELS-D pode ser substituído pelo ELS-DP com  $a_p=25 \text{ mm}$  (figura 3.1).  
[...]

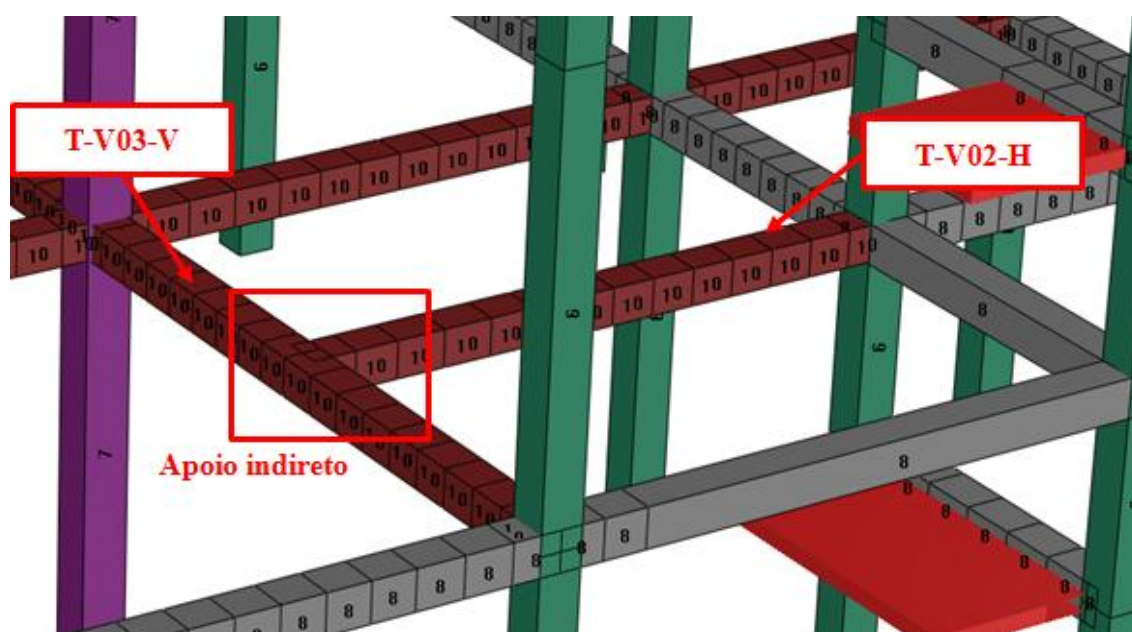
Para estruturas de concreto armado situados em zona de classe de agressividade ambiental II (CAA II)<sup>[29]</sup> a abertura de fissuras deve ser limitada em  $w_k \leq 0,3 \text{ mm}$  para a combinação freqüente.

$$w_k = 0,081 \text{ mm} \leq w_{k,lim} = 0,3 \text{ mm} \Rightarrow \text{OK!}$$

### 6.10.13 Cruzamento entre a viga T-V02-H e a viga T-V03-V

- Apoio indireto

A região do cruzamento das vigas T-V02-H e T-V03-V configura uma situação de apoio indireto, na qual a viga T-V02-H se apoia sobre a viga T-V03-V, conforme mostrado na Figura 38.



**Figura 38** – Detalhe do cruzamento entre a viga T-V02-H e T-V03-V

Nesses casos deve-se adotar uma armadura de suspensão, conforme recomendação do item 18.3.6 da NBR 6118 (ABNT, 2007).

[NBR 6118/2007 – Projeto de Estruturas de Concreto]

#### 18.3.6 Armadura de suspensão

Nas proximidades de cargas concentradas transmitidas à viga por outras vigas ou elementos discretos que nela se apoiem ao longo ou em parte de sua altura, ou fiquem nela pendurados, deve ser colocada armadura de suspensão.

<sup>29</sup> Ver item 6.2.5 deste relatório.

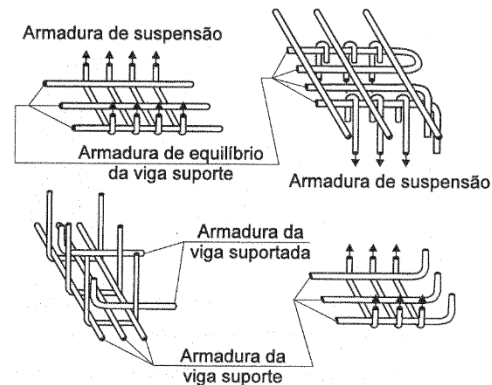
- Cálculo da armadura de suspensão

Em apoios indiretos, o equilíbrio de esforços internos da viga suporte exige que no cruzamento das duas vigas haja uma armadura de suspensão, funcionando como um tirante interno, que levanta a força aplicada pela viga suportada no banzo inferior até o banzo superior da viga suporte (FUSCO, 1995). Calculou-se a área de armadura de suspensão necessária utilizando a expressão  $A_s = V_d / f_{yd}$ , conforme descrito por Araújo (2003).

$$A_s = \frac{V_d}{f_{yd}} = \frac{14,2}{43,5} = 0,33 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3\phi 6,3 \text{ de 2 ramos (1,86 cm}^2\text{)}$$

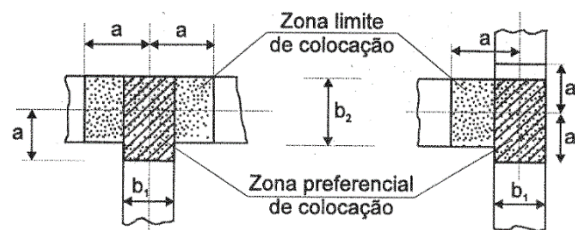
- Detalhamento da armadura de suspensão

A armadura de suspensão é constituída preferencialmente por estribos. Conforme ilustrado na Figura 39, deve-se dispor a armadura do banzo inferior da viga secundária sobre a armadura do banzo na viga principal, garantindo que a mesma esteja ancorada na viga principal (ARAÚJO, 2003). A zona preferencial de colocação da armadura de suspensão é a própria região de cruzamento das duas vigas. Quando esse cruzamento estiver congestionado de armaduras, uma parte da armadura de suspensão poderá ser colocada na imediata vizinhança do cruzamento, tão próxima quanto possível, garantindo-se, no entanto, uma concretagem perfeita dessa região, conforme a Figura 40 (FUSCO, 1995).



**Figura 39** – Detalhe da armadura de suspensão

**Fonte:** Técnicas de Armar as Estruturas de Concreto, p.311 (FUSCO, 1995)



**Figura 40** – Zona de colocação da armadura (planta)

**Fonte:** Técnicas de Armar as Estruturas de Concreto, p.311 (FUSCO, 1995)

### 6.10.14 Considerações para dimensionamento da viga E-V02-H

- Plastificação do apoio em vigas contínuas

No caso de vigas contínuas resultam notáveis vantagens de ordem econômica quando se reduzem bastante os momentos nos apoios, através de uma armadura fraca nos apoios, com o correspondente aumento dos momentos no vão (LEONHARDT, 1979). Devido às elevadas solicitações na região dos apoios P10 e P11 e ao menor grau de solicitação na região entre os vãos, optou-se por projetar a viga E-V02-H para trabalhar com os apoios plastificados no ELU.

Adotou-se o valor de 15% como limite de plastificação para o momento fletor negativo, conforme o item 3.2.2.3 da antiga norma NB 1 (ABNT, 1978).

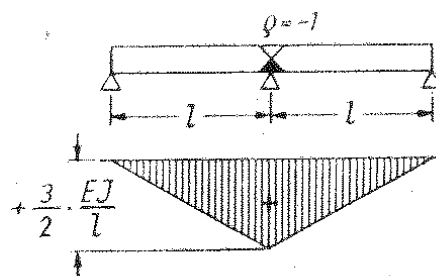
[NB 1/1978 – NORMA OBSOLETA – Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado]

3.2.2.3 Vigas contínuas em edifícios

[...]

C – Permite-se, [...] calcular as vigas contínuas em edifícios por processo simplificado, em regime elasto-plástico, unicamente alterando-se a posição da linha de fecho [(linha neutra)] determinada no regime elástico de modo a reduzir os momentos sobre os apoios no máximo de 15%.

Construiu-se o diagrama de momentos fletores em regime plástico, conforme procedimento descrito por Leonhardt (1964):  $M_p$  no apoio plastificado, variando-se linearmente o momento chegando em zero nos apoios vizinhos, conforme Figura 41. Somou-se o diagrama em regime plástico ao diagrama de momentos fletores calculado em regime elástico para a obtenção do diagrama solicitante no ELU.



**Figura 41** – Diagrama de momentos fletores em regime plástico

**Fonte:** Prestressed Concrete Design and Construction, p. 493 (LEONHARDT, 1964)

O processo de cálculo e detalhamento das armaduras da viga é o mesmo descrito desde o item 6.10.3 até o item 6.10.12 deste relatório.

### 6.11 Dimensionamento dos pilares

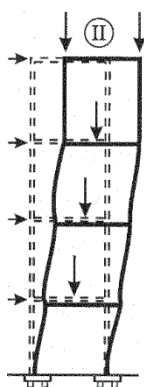
Por definição da NBR 6118 (ABNT, 2007), pilar é um elemento linear de eixo reto, usualmente disposto na vertical, em que as forças normais de compressão são preponderantes.

Para o dimensionamento dos pilares (exceto P2, P3, P4 e P7) utilizou-se o *método do pilar padrão com curvatura aproximada* para estimar os efeitos de segunda ordem, conforme metodologia estabelecida na NBR 6118 (ABNT, 2007). A seguir é apresentado o procedimento adotado para o dimensionamento dos pilares, utilizando como exemplo o pilar P5<sup>[30]</sup>.

### 6.11.1 Geometria adotada

Adotou-se a seção transversal retangular com 40 cm de base por 20 cm de altura.

### 6.11.2 Efeito de 2ª ordem global



**Figura 42** – Efeito de 2ª Ordem

**Fonte:** Técnicas de Armar as Estruturas de Concreto, p.366 (FUSCO, 1995)

Os pilares, por serem peças estruturais esbeltas submetidas a compressão, estão sujeitos a esforços de flexão de segunda ordem, como mostrado na Figura 42 (FUSCO, 1995). Nas estruturas altas desprovidas de elementos de contraventamento, os esforços de 2ª ordem podem ser muito elevados, surgindo até o risco de colapso global da construção (FUSCO, 1995). Entretanto, no caso do presente projeto, devido ao pequeno porte da edificação (4 andares) a mesma será considerada uma estrutura de nós fixos, e portanto não será considerado o efeito de 2ª ordem global, conforme NBR 6188 (ABNT, 2007).

[NBR 6118/2007 – Projeto de Estruturas de Concreto]

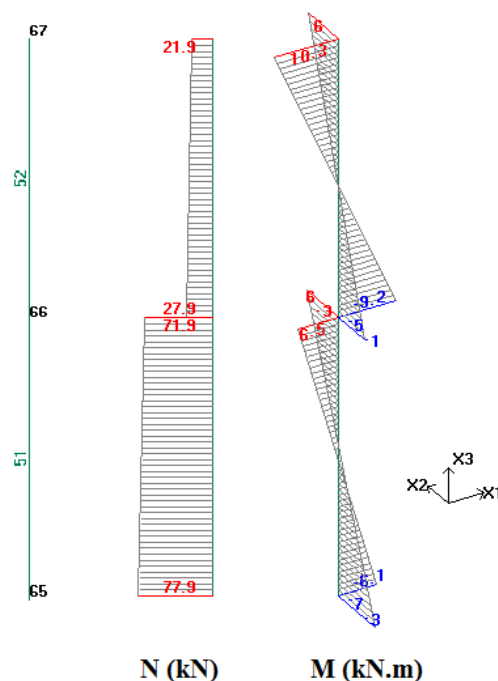
15.4.2 Estruturas de nós fixos e estruturas de nós móveis

As estruturas são consideradas, para efeitos de cálculo, como de nós fixos, quando os deslocamentos horizontais dos nós são pequenos e, por decorrência, os efeitos globais de 2ª ordem são desprezíveis (inferiores a 10% dos respectivos esforços de 1ª ordem). Nessas estruturas, basta considerar os efeitos locais e localizados de 2ª ordem.

<sup>30</sup> O memorial de cálculo dos pilares é apresentado no documento MC-2013-TF-EST-P-1 no APÊNDICE F.

### 6.11.3 Esforços solicitantes

Foram retirados do modelo STRAP® as seguintes solicitações, conforme a Figura 43. O ponto 65 está no nível do subsolo, o ponto 66, no nível térreo, e o ponto 67, no nível do mezanino. A seguir será descrito todo o processo de verificação referente à base do pilar P5 (nó 65). Entretanto, a mesma análise deve ser repetida em todos os nós do pilar para as duas combinações de vento (na fachada Luiz Migliano e na fachada Cherpitel). Também se deve verificar o ponto central do pilar (trecho intermediário entre os nós 65 e 66, 66 e 67). Como todos os 21 pilares da edificação apresentaram inversão nos sinais dos momentos fletores em ambas as direções, a região central entre dois nós sucessivos está submetida à compressão axial simples e, portanto, as regiões críticas para dimensionamento são a base e o topo do pilar<sup>[31]</sup> submetidos a flexo-compressão oblíqua.



**Figura 43** – Esforços característicos do pilar P5, para a combinação de ventos na fachada Cherpitel

### 6.11.4 Excentricidade acidental

A excentricidade acidental tem por objetivo levar em consideração eventuais desvios do eixo do pilar em relação à posição vertical, decorrentes de imperfeições construtivas (ARAÚJO, 2003). O valor da excentricidade acidental adotada neste projeto corresponde ao braço que gera o momento fletor mínimo, conforme a NBR 6118 (ABNT, 2007).

[NBR 6118/2007 – Projeto de Estruturas de Concreto]

11.3.3.4.3 Momento mínimo

O efeito das imperfeições locais nos pilares pode ser substituído em estruturas reticuladas pela consideração do momento mínimo de 1ª ordem dado a seguir:

$$M_{1d,min} = N_d (0,015 + 0,03h)$$

onde:

<sup>31</sup> Regiões correspondentes aos nós das barras mostradas na Figura 43.

$h$  é a altura total da seção transversal na direção considerada, em metros.  
[...]

- Cálculo das excentricidades acidentais

$$e_{a,x} = 0,015 + 0,03 \cdot h = 0,015 + 0,03 \cdot 0,4 = 0,027 \text{ m}$$

$$e_{a,y} = 0,015 + 0,03 \cdot h = 0,015 + 0,03 \cdot 0,2 = 0,021 \text{ m}$$

### 6.11.5 Excentricidade de 1ª ordem

A excentricidade de 1ª ordem corresponde ao estudo do equilíbrio da estrutura na configuração indeformada, isto é na configuração geométrica inicial (ABNT, 2007). Para calcular a excentricidade de primeira ordem dividiu-se o momento fletor pela força normal (ambos em valores característicos).

$$e_{1,x} = \frac{M_{k,y}}{N_k} = \frac{7,35}{77,88} = 0,094 \text{ m}$$

$$e_{1,y} = \frac{M_{k,x}}{N_k} = \frac{6,05}{77,88} = 0,078 \text{ m}$$

### 6.11.6 Excentricidade de 2ª ordem local

Em peças de concreto armado solicitados apenas à flexão, é usual e geralmente admissível calcular os esforços solicitantes no *sistema não deformado*, segundo a *teoria de 1ª ordem*. Entretanto, quando as deformações apresentarem sensível influência sobre os esforços solicitantes, diminuindo conseqüentemente a capacidade resistente de uma peça estrutural, as condições de equilíbrio devem ser satisfeitas no *sistema deformado*, segundo a *teoria de 2ª ordem* (LEONHARDT, 1977). Os efeitos de 2ª ordem locais podem ser considerados de forma aproximada para pilares com índice de esbeltez menor ou igual a 90, utilizando o *método do pilar padrão com curvatura aproximada*, conforme NBR 6118 (ABNT, 2007).

[NBR 6118/2007 – Projeto de Estruturas de Concreto]

15.8.3.3.2 Método do pilar padrão com curvatura aproximada

Pode ser empregado apenas no cálculo de pilares com  $\lambda \leq 90$ , seção constante e armadura simétrica e constante ao longo do seu eixo.

A não-linearidade geométrica é considerada de forma aproximada, supondo-se que a deformação da barra seja senoidal.

A não-linearidade física é considerada de através de uma expressão aproximada da curvatura na seção crítica.

O momento total máximo no pilar deve ser calculado pela expressão:

$$M_{d,tot} = \alpha_b \cdot M_{1d,A} + N_d \cdot (\lambda_e^2/10) \cdot (1/r) \geq M_{1d,A}$$

Sendo  $1/r$  a curvatura na região crítica, que pode ser avaliada pela expressão aproximada:

$$1/r = 0,005/[h(v + 0,5)] \leq 0,005/h$$

onde:

$$v = N_{sd} / (A_c \cdot f_{cd})$$

$h$  é a altura da seção na direção considerada;

$v$  é a força normal adimensional;

[...]

- Cálculo do comprimento equivalente

O comprimento equivalente, conhecido como comprimento de flambagem ou comprimento de Euler, depende essencialmente do tipo de apoio das extremidades da barra (LEONHARDT, 1977). Calculou-se o comprimento equivalente de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2007):

[NBR 6118/2007 – Projeto de Estruturas de Concreto]

15.6 Análise de estruturas de nós fixos

Nas estruturas de nós fixos, o cálculo pode ser realizado considerando cada elemento comprimido isoladamente, como barra vinculada nas extremidades aos demais elementos estruturais que ali concorrem, [...]

O comprimento equivalente  $\lambda_e$  do elemento comprimido (pilar), supondo vinculado em ambas as extremidades, deve ser o menor dos seguintes valores:

$$\lambda_e = \lambda_0 + h$$

$$\lambda_e = \lambda$$

onde:

$\lambda_0$  é a distância entre as faces internas dos elementos estruturais, supostos horizontais, que vinculam o pilar;

$h$  é a altura da seção transversal do pilar, medida no plano da estrutura em estudo;

$\lambda$  é a distância entre os eixos dos elementos estruturais aos quais o pilar está vinculado.

$$l_{e,x} = \lambda_{e,x} \leq \begin{cases} \lambda_{0,x} + h_x = 2,70 + 0,40 = 3,10 \text{ m} \\ \lambda_x = 3,00 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow l_{e,x} = 3,00 \text{ m}$$

$$l_{e,y} = \lambda_{e,y} \leq \begin{cases} \lambda_{0,y} + h_y = 2,70 + 0,20 = 2,90 \text{ m} \\ \lambda_y = 3,00 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow l_{e,y} = 2,90 \text{ m}$$

- Verificação do índice de esbeltez<sup>[32]</sup>

$$\lambda_x = \frac{l_{e,x} \cdot \sqrt{12}}{h_x} = \frac{3,00 \cdot \sqrt{12}}{0,40} = 26,0 \leq 90 \Rightarrow \text{OK!}$$

<sup>32</sup> Fórmulas válidas para seção retangular, a definição de índice de esbeltez é  $\lambda = l_e / i$ ;  $i = (A_c \cdot I)^{1/2}$ ; onde  $l_e$  = comprimento de flambagem,  $i$  = raio de giração;  $A_c$  = área da seção transversal e  $I$  = momento de inércia da seção na direção considerada.

$$\lambda_y = \frac{l_{e,y} \cdot \sqrt{12}}{h_y} = \frac{2,90 \cdot \sqrt{12}}{0,20} = 50,2 \leq 90 \Rightarrow \text{OK!}$$

- Cálculo da normal adimensional

$$A_c = b \cdot h = 0,2 \cdot 0,4 = 0,08 \text{ m}^2$$

$$\nu = \frac{N_k}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{77,88}{0,08 \cdot \frac{35000}{1,4}} = 0,039 \leq 0,5$$

- Cálculo da excentricidade de 2ª ordem local

Quando o índice de esbeltez for inferior a 35, os esforços de 2ª ordem local podem ser desprezados (ABNT, 2007).

[NBR 6118/2007 – Projeto de Estruturas de Concreto]

18.8.2 Dispensa da análise dos efeitos locais de 2ª ordem

Os esforços locais de 2ª ordem em elementos isolados podem ser desprezados quando o índice de esbeltez for menor que o valor limite  $\lambda_1$  [...]

O valor de  $\lambda_1$  pode ser calculado pela expressão:

$$\lambda_1 = (25 + 12,5 e_1/h) / \alpha_b$$

onde:

$$35 \leq \lambda_1 \leq 90$$

[...]

$$\lambda_x = 26 \leq \lambda_1 = 35 \Rightarrow e_{2,x} = 0,000 \text{ m}$$

$$e_{2,y} = \frac{l_{e,y}^2}{10} \cdot \frac{0,005}{h(\nu + 0,5)} = \frac{2,90^2}{10} \cdot \frac{0,005}{0,20(0,039 + 0,5)} = 0,038 \text{ m}$$

### 6.11.7 Excentricidade de fluência

Devido ao efeito da fluência, o eixo do pilar tende a apresentar deslocamentos transversais crescentes ao longo do tempo, ou seja, existe um aumento na curvatura do pilar que amplifica os momentos fletores solicitantes (ARAÚJO, 2003). De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2007), a consideração de fluência é obrigatória apenas para pilares com índice de esbeltez superior a 90, porém, a favor da segurança, optou-se por considerar para a influência da fluência em todos os pilares da estrutura.

[NBR 6118/2007 – Projeto de Estruturas de Concreto]

#### 15.8.4 Construção da fluência

A consideração da fluência deve obrigatoriamente ser realizada em pilares com índice de esbeltez  $\lambda > 90$  e pode ser efetuada de maneira aproximada, considerando a excentricidade adicional  $e_{cc}$  dada a seguir:

$$e_{cc} = \left( \frac{M_{Sg}}{N_{Sg}} + e_a \right) \cdot \left( 2,718^{\frac{\varphi N_{Sg}}{N_e - N_{Sg}}} - 1 \right)$$

onde:

$$N_e = 10 E_c I_c / \lambda_e^2$$

$e_a$  é a excentricidade devida a imperfeições locais, [...]

$M_{Sg}$  e  $N_{Sg}$  são os esforços devido à combinação quase permanente;

$\varphi$  é o coeficiente de fluência;

[...]

- Esforços solicitantes na combinação quase permanente (CQP)<sup>[33]</sup>

$$N_{CQP} = 56,90 \text{ kN} \quad M_{CQP,x} = 0,69 \text{ kN.m} \quad M_{CQP,y} = 1,97 \text{ kN.m}$$

- Cálculo da excentricidade de fluência<sup>[34][35]</sup>

$$e_{cc,x} = \left( \frac{1,97}{56,90} + 0,012 \right) \cdot \left( 2,718^{\frac{2,6 \cdot 56,90}{9816 - 56,90}} - 1 \right) = 0,001 \text{ m}$$

$$e_{cc,y} = \left( \frac{0,69}{56,90} + 0,012 \right) \cdot \left( 2,718^{\frac{2,6 \cdot 56,90}{42020 - 56,90}} - 1 \right) = 0,000 \text{ m}$$

#### 6.11.8 Solicitações de cálculo

- Cálculo da excentricidade total

A excentricidade total corresponde a somatória de todas as parcelas calculadas anteriormente desde o item 6.11.4 até o item 6.11.7.

$$e_x = e_{a,x} + e_{1,x} + e_{2,x} + e_{cc,x} = 0,027 + 0,094 + 0,000 + 0,001 = 0,122 \text{ m}$$

$$e_y = e_{a,y} + e_{1,y} + e_{2,y} + e_{cc,y} = 0,021 + 0,078 + 0,038 + 0,000 = 0,137 \text{ m}$$

<sup>33</sup> Ver resultados da combinação quase permanente no documento MC-2013-TF-EST-P-1 no APÊNDICE F.

<sup>34</sup> Coeficiente de fluência adotado:  $\varphi=2,6$  (ver item 6.4.4).

<sup>35</sup> Em particular para os pilares pouco solicitados, como no caso exemplificado do pilar P5, o efeito da fluência pode ser desprezado. Como o dimensionamento foi elaborado por meio de planilha eletrônica considerou-se o efeito da fluência (significativo ou não) em todos os pilares da estrutura.

---

---

- Obtenção dos esforços dimensionantes de cálculo

$$N_d = \gamma_f \cdot N_k = 1,4 \cdot 77,9 = 109,0 \text{ kN}$$

$$M_{d,x} = N_d \cdot e_y = 109,0 \cdot 0,137 = 14,9 \text{ kN.m}$$

$$M_{d,y} = N_d \cdot e_x = 109,0 \cdot 0,122 = 13,3 \text{ kN.m}$$

### 6.11.9 Dimensionamento da armadura longitudinal

Existem diversos processos simplificados para dimensionamento de peças submetidas a flexo-compressão oblíqua (ARAÚJO, 2003). Por exemplo, pode-se empregar ábacos, pelos quais, a partir dos esforços reduzidos de cálculo, obtêm-se as taxas mecânicas de armadura e a área de aço necessária (MONTROYA, 1979). Neste trabalho optou-se por utilizar uma planilha eletrônica e a *teoria de flexão composta oblíqua*<sup>[36]</sup> para cálculo das envoltórias de resistência das armaduras principais.

Inicialmente deve-se pré-estabelecer um arranjo de armaduras na seção transversal do pilar, por exemplo 8 barras de  $\phi 12,5$  (Figura 44). Em seguida, calcula-se a envoltória de resistência desse arranjo de barras (contorno azul da Figura 45). Se as solicitações de cálculo (representado pelo "X" em vermelho na Figura 45 e Figura 46) estiverem dentro da envoltória de resistência, o arranjo é satisfatório (Figura 45), caso contrário (Figura 46) deve-se repetir o processo com um novo arranjo utilizando uma maior quantidade de armadura ou até mesmo aumentando o tamanho da seção.

---

<sup>36</sup> A teoria é apresentada nos capítulos 2 e 3 do livro "Curso de concreto armado", Volume 3.

Taxa de armadura = 1,23%

$\phi 12,5$	$2\phi 12,5$	$\phi 12,5$
$c=3 \quad \phi_t=6,3$		
$\phi 12,5$	$2\phi 12,5$	$\phi 12,5$

\*Taxa mínima = 0,40 %

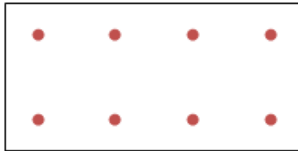


Figura 44 – Arranjo das barras.

Envoltória de resistência

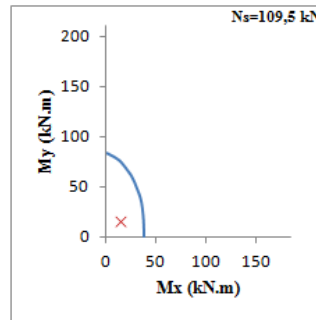


Figura 45 – Envoltória de resistência do arranjo  $8\phi 12,5$ .

Envoltória de resistência

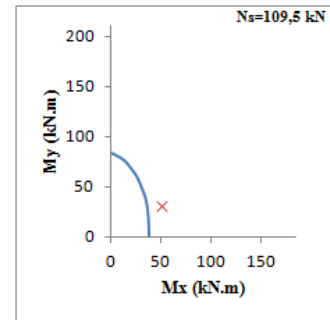


Figura 46 – Arranjo não satisfatório ( $S_d > R_d$ ).

Em particular, o arranjo correspondente à envoltória da Figura 45, atende às solicitações anteriormente calculadas:  $N_d=109,0$  kN,  $M_{d,x}=14,9$  kN.m e  $M_{d,y}=13,3$  kN.m. Portanto, adotaram-se 8 barras de  $\phi 12,5$  ( $A_s=9,82$  cm<sup>2</sup>)<sup>[37]</sup>.

#### 6.11.10 Disposições construtivas

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2007), as armaduras devem ser dispostas na seção transversal de forma a garantir a adequada resistência do elemento estrutural, que pode ser garantido respeitando os seguintes critérios na disposição das armaduras:

- Taxa geométrica mínima e máxima de armadura

[NBR 6118/2007 – Projeto de Estruturas de Concreto]

17.3.5.3 Valores limites para armaduras longitudinais de pilares

17.3.5.3.1 Valores mínimos

A armadura longitudinal mínima deve ser:

$$A_{s,\min} = (0,15 N_d / f_{yd}) \geq 0,004 A_c$$

17.3.5.3.2 Valores máximos

$$A_{s,\max} = 8,0\% A_c$$

A maior armadura possível em pilares deve ser 8% da seção real, considerando-se inclusive a sobreposição de armadura existente em regiões de emenda, respeitando o disposto em 18.4.2.2.

[...]

$$\rho_{\min} = \frac{0,15 \cdot N_d}{f_{yd}} \cdot \frac{1}{A_c} = \frac{0,15 \cdot 109,0}{43,5} \cdot \frac{1}{800} = 0,05\% \geq 0,40\% \Rightarrow \rho_{\min} = 0,40\%$$

$$\rho_{\max} = \frac{8\%}{2} = 4\% \text{ (Na região sem emendas a quantidade de armadura é a metade)}$$

<sup>37</sup> Adotou-se o arranjo apenas após verificar-se que o mesmo satisfaz as solicitações relativas ao topo do pilar e a combinação de ventos na fachada Luiz Migliano. O exemplo acima apresentado refere-se apenas a verificação dos esforços na base do pilar e com vento incidente na fachada Cherpitel.

---



---


$$\rho_{adotado} = \frac{A_s}{A_c} = \frac{9,82}{800} = 1,23\% \Rightarrow \text{OK!}$$

- Bitola da armadura principal

A escolha das bitolas para a armadura principal adotada deve respeitar os seguintes critérios:

[NBR 6118/2007 – Projeto de Estruturas de Concreto]

18.4.2.1 Diâmetro mínimo [...]

O diâmetro das barras longitudinais não deve ser inferior a 10 mm nem superior a 1/8 da menor dimensão transversal.

[...]

$$\phi_{\min} \geq 10 \text{ mm} \qquad \phi_{\max} \leq \frac{200}{8} = 25 \text{ mm} \qquad \phi_{adotado} = 12,5 \text{ mm} \Rightarrow \text{OK!}$$

- Quantidade mínima de barras da armadura principal

[NBR 6118/2007 – Projeto de Estruturas de Concreto]

18.4.2.2 Distribuição transversal

[...] Em seções poligonais, deve existir pelo menos uma barra em cada vértice; [...]

Seção transversal retangular  $\Rightarrow n_{\min} = 4$  barras

$n_{adotado} = 8$  barras  $\Rightarrow \text{OK!}$

- Espaçamento da armadura principal

[NBR 6118/2007 – Projeto de Estruturas de Concreto]

18.4.2.2 Distribuição transversal

[...] Em seções poligonais, deve existir pelo menos uma barra em cada vértice; [...]

O espaçamento mínimo livre entre as faces das barras longitudinais, medido no plano transversal, fora da região de emendas, deve ser igual ou superior ao maior dos seguintes valores:

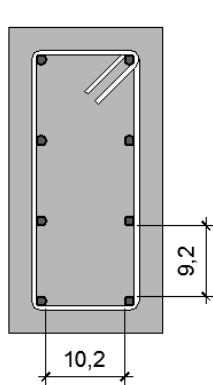
- 20 mm;

- diâmetro da barra, [...]

- 1,2 vezes a dimensão máxima característica do agregado graúdo.

[...]

O espaçamento máximo entre os eixos das barras, [...], deve ser menor ou igual a duas vezes a menor dimensão da seção no trecho considerado, sem exceder 400 mm.



$$e_{\min} \geq \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ \phi = 1,25 \text{ cm} \\ 1,2 \cdot \phi_{\max, \text{ agregado}} = 2,3 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow e_{\min} = 2,3 \text{ cm}$$

$$e_{\max} \leq \begin{cases} 40 \text{ cm} \\ 2,20 - 1,25 = 38 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow e_{\max} = 38 \text{ cm}$$

Figura 47 – Espaçamento do Pilar P5

$e_{\text{adotado}} = 9,2 \text{ cm}$  (Ver Figura 47)  $\Rightarrow$  OK!

### 6.11.11 Emendas das barras longitudinais

- Tipo de emenda adotada

Adotou-se a emenda por transpasse, em que as forças são transferidas das armaduras para o concreto, e vice-versa, através das tensões de aderência (ARAÚJO, 2003). É permitido que todas as barras sejam emendadas na mesma seção do pilar, sendo este o procedimento tradicional na construção de edifícios (ARAÚJO, 2003). As ancoragens e as emendas das barras longitudinais em pilares não devem ter ganchos. As emendas devem estar situadas, sempre que possível, no terço inferior ou no terço superior da altura do pilar, devendo-se prever as distâncias necessárias entre barras (LEONHARDT, 1978), conforme Figura 48.

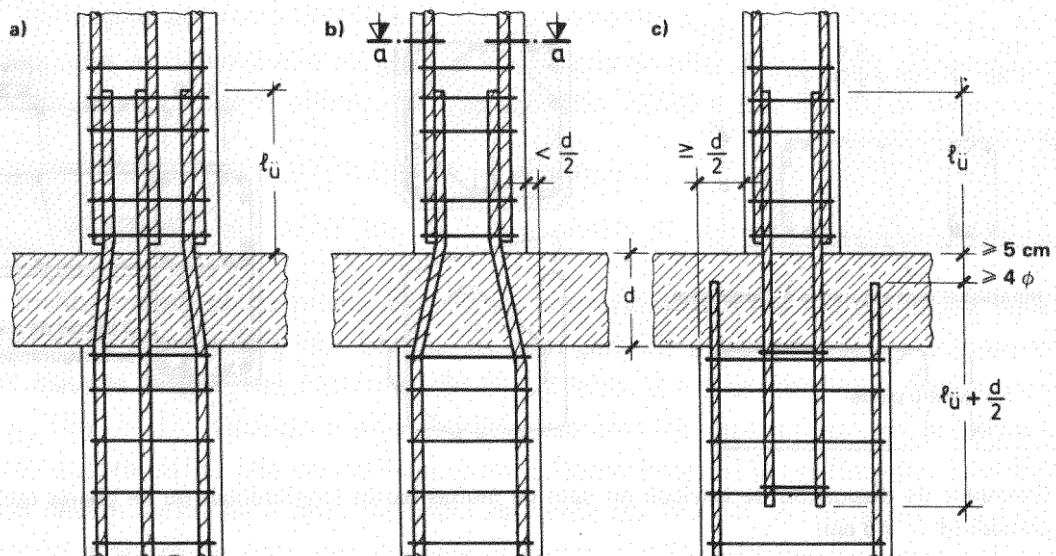


Figura 48 – Detalhe dos transpasses das armaduras de pilares

---



---

**Fonte:** Construções de concreto, volume 3, p. 218 (LEONHARDT, 1978)

- Posição da barra durante a concretagem

Dependendo da disposição das barras, as mesmas podem estar situadas em zonas de boa ou de má aderência. No caso de pilares a armadura é posicionada na vertical, ou seja, a 90° sobre a horizontal, e, portanto, pode-se classificar em boa situação quando a aderência, conforme item 9.3.1 da NBR 6118 (ABNT, 2007).

[NBR 6118/2007 – Projeto de Estruturas de Concreto]

9.3.1 Posição da barra durante a concretagem

Consideram-se em boa situação quanto à aderência os trechos das barras que estejam em uma das posições seguintes:

a) com inclinação maior que 45° sobre a horizontal;

b) horizontais ou com inclinação menor que 45° sobre a horizontal, desde que:

– para elementos estruturais com  $h < 60$  cm, localizados no máximo 30 cm da face inferior do elemento ou da junta de concretagem mais próxima;

– para elementos estruturais com  $h \geq 60$  cm, localizados no mínimo 30 cm abaixo da face superior do elemento ou da junta de concretagem mais próxima;

Os trechos das barras em outras posições e quando do uso de formas deslizantes devem ser considerados em má situação quanto à aderência.

- Cálculo da resistência de aderência

Calculou-se a tensão de aderência conforme item 9.3.2.1 da NBR 6118 (ABNT, 2007).

[NBR 6118/2007 – Projeto de Estruturas de Concreto]

9.3.2.1 A resistência de aderência de cálculo entre a armadura e o concreto na ancoragem de armaduras passivas deve ser obtida pela seguinte expressão:

$$f_{cb} = \eta_1 \eta_2 \eta_3 f_{ctd}$$

onde:

$$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c \text{ (ver 8.2.5);}$$

$$\eta_1 = 1,0 \text{ para barras lisas (ver tabela 8.2);}$$

$$\eta_1 = 1,4 \text{ para barras entalhadas (ver tabela 8.2);}$$

$$\eta_1 = 2,25 \text{ para barras nervuradas (ver tabela 8.2);}$$

$$\eta_2 = 1,0 \text{ para situações de boa aderência (ver 9.3.1);}$$

$$\eta_2 = 0,7 \text{ para situações de má aderência (ver 9.3.1);}$$

$$\eta_3 = 1,0 \text{ para } \phi < 32 \text{ mm;}$$

$$\eta_3 = (132 - \phi) / 100, \text{ para } \phi \geq 32 \text{ mm;}$$

onde:

$\phi$  é o diâmetro da barra, em milímetros.

$$f_{ctd} = 1,60 \text{ MPa (Ver item 6.4.1)}$$

$$\text{Barra CA-50 nervurada} \Rightarrow \eta_1 = 2,25$$

Zona de boa aderência  $\Rightarrow \eta_2 = 1,0$

$\phi = 12,5 \text{ mm} < 32 \text{ mm} \Rightarrow \eta_3 = 1,0$

$$f_{cb} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,60 = 3,60 \text{ MPa}$$

- Cálculo do comprimento de ancoragem básico

Adotou-se o procedimento do item 9.4.2.4 da NBR 6118 (ABNT,2007), para cálculo do comprimento de ancoragem básico.

[NBR 6118/2007 – Projeto de Estruturas de Concreto]

9.4.2.4 Comprimento de ancoragem básico

Define-se comprimento de ancoragem básico como o comprimento reto de uma barra de armadura passiva necessário para ancorar a força limite  $A_s f_{yd}$  nessa barra, admitindo, ao longo desse comprimento, resistência de aderência uniforme e igual a  $f_{bd}$ , conforme 9.3.2.1.

O comprimento de ancoragem básico é dado por:

$$\lambda_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}}$$

[...]

$$\lambda_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{0,0125}{4} \cdot \frac{435}{3,60} = 0,38 \text{ m}$$

- Cálculo do comprimento de ancoragem necessário

Adotou-se o procedimento do item 9.4.2.5 da NBR 6118 (ABNT,2007), para cálculo do comprimento de ancoragem necessário.

[NBR 6118/2007 – Projeto de Estruturas de Concreto]

9.4.2.4 Comprimento de ancoragem necessário

O comprimento de ancoragem necessário pode ser calculado por:

$$\lambda_{b,nec} = \alpha \lambda_b \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq \lambda_{b,min}$$

onde:

$\alpha = 1,0$  para barras sem gancho;

[...]

$\lambda_{b,min}$  é o maior valor entre  $0,3 \lambda_b$ ,  $10\phi$  e  $100 \text{ mm}$ .

$$\lambda_{b,min} \geq \begin{cases} 0,3 \lambda_b = 0,3 \cdot 0,38 = 0,114 \text{ m} \\ 10 \phi = 10 \cdot 0,0125 = 0,125 \text{ m} \Rightarrow \lambda_{b,min} = 0,125 \text{ m} \\ 0,10 \text{ m} \end{cases}$$

Barra sem gancho  $\Rightarrow \alpha = 1,0$

A favor da segurança, será feito a seguinte simplificação de cálculo:  $A_{s,calc} / A_{s,ef} = 1,0$ .

$$\lambda_{b,nec} = \alpha \lambda_b \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} = 1 \cdot 0,38 \cdot 1,0 = 0,38 \text{ m} \geq \lambda_{b,min} = 0,125 \text{ m}$$

- Cálculo do comprimento de transpasse

Para cálculo do comprimento de transpasse no caso de barras comprimidas, conforme o item 9.5.2.3.

[NBR 6118/2007 – Projeto de Estruturas de Concreto]

9.5.2.3 Comprimento por transpasse de barras comprimidas, isoladas

Quando as barras estiverem comprimidas, adota-se a seguinte expressão para cálculo do comprimento de transpasse:

$$\lambda_{0c} = \lambda_{b,nec} \geq \lambda_{0c,min}$$

onde:

$\lambda_{0c,min}$  é o maior valor entre  $0,6 \lambda_b$ ,  $15\phi$  e  $200 \text{ mm}$ .

$$\lambda_{0c,min} \geq \begin{cases} 0,6 \lambda_b = 0,6 \cdot 0,38 = 0,228 \text{ m} \\ 15 \phi = 15 \cdot 0,0125 = 0,188 \text{ m} \Rightarrow \lambda_{b,min} = 0,23 \text{ m} \\ 0,20 \text{ m} \end{cases}$$

$$\lambda_{0c} = 0,38 \text{ m} \geq \lambda_{0c,min} = 0,23 \text{ m}$$

- Comprimento de transpasse adotado

$$\lambda_{adotado} = 0,40 \text{ m} \geq \lambda_{0c} = 0,38 \text{ m} \Rightarrow \text{OK!}$$

### 6.11.12 Dimensionamento da armadura transversal

- Dimensionamento dos estribos

Os estribos nos pilares têm a função de garantir o posicionamento da armadura principal, impedir a flambagem das barras longitudinais e garantir a costura das barras nas regiões de emendas (ABNT, 2007). Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2007), os estribos dimensionados devem seguir os seguintes critérios:

[NBR 6118/2007 – Projeto de Estruturas de Concreto]

18.4.3 Armaduras transversais

A armadura transversal de pilares, constituída por estribos e, quando o caso, por grampos suplementares, deve ser colocada em toda a altura do pilar, sendo obrigatória sua colocação na região de cruzamento com vigas e lajes.

O diâmetro dos estribos em pilares não deve ser inferior a 5 mm nem a 1/4 do diâmetro da barra isolada [...] que constitui a armadura longitudinal.

O espaçamento longitudinal entre estribos, medido na direção do eixo do pilar [...] deve ser igual ou inferior ao menor dos seguintes valores:

- 200 mm;
- menor dimensão da seção;
- 24  $\phi$  para CA-25, 12  $\phi$  para CA-50.

[...]

$$\phi_{t,\min} \geq \begin{cases} 5 \text{ mm} \\ \frac{12,5}{4} = 3,13 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow \phi_{t,\min} = 5 \text{ mm} \quad \phi_{t,\text{adotado}} = 6,3 \text{ mm} \Rightarrow \text{OK!}$$

$$s_{\max} \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ b = 20 \text{ cm} \\ 12\phi = 12 \cdot 1,25 = 15 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow s_{\max} = 15 \text{ cm} \quad s_{\text{adotado}} = 15 \text{ cm} \Rightarrow \text{OK!}$$

- Proteção contra flambagem das barras

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2007), sempre que houver possibilidade flambagem das barras de armaduras, situadas junto à superfície do elemento estrutural, devem ser tomadas precauções para evita-la. Como a barra mais interna situa-se a menos de  $20 \phi_t$  do canto, não é necessário adotar gancho.

[NBR 6118/2007 – Projeto de Estruturas de Concreto]

18.2.4 Proteção contra flambagem das barras

[...]

Os estribos poligonais garantem contra a flambagem das barras longitudinais situadas em seus cantos e as por eles abrangidas, situadas no máximo à distância de  $20 \phi_t$  do canto, se nesse trecho de comprimento  $20 \phi_t$  não houver mais de duas barras, não contando a de canto. Quando houver mais de duas barras nesse trecho ou barras fora dele, deve haver estribos suplementares.

Se o estribo suplementar for constituído por uma barra reta, terminada em ganchos, ele deve atravessar a seção do elemento estrutural e seus ganchos devem envolver a barra longitudinal. Se houver mais de uma barra longitudinal a ser protegida junto à extremidade do estribo suplementar, seu gancho deve envolver um estribo principal em um ponto junto a uma das barras, o que deve ser indicado no projeto de modo bem destacado (ver figura 18.2).

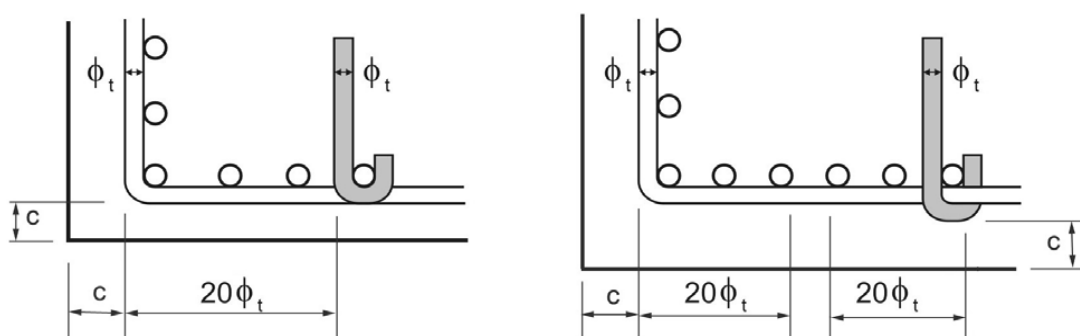


Figura 18.2 - Proteção contra flambagem das barras

### 6.11.13 Considerações para dimensionamento dos pilares P2, P3, P4 e P7

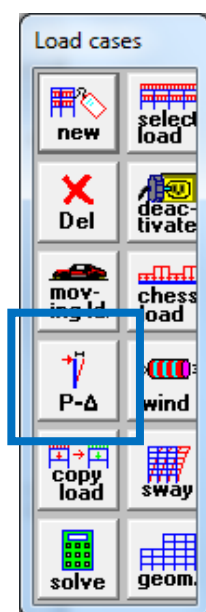


Figura 49 – Método P-Delta

Em particular para os pilares P2, P3, P4 e P7, o índice de esbeltez para algumas das direções é superior a 90<sup>[38]</sup>, portanto não é permitido aplicar a metodologia descrita acima (*método do pilar padrão com curvatura aproximada*). Devido à maior esbeltez do pilar devem ser consideradas com maior precisão a não linearidade física e a não linearidade geométrica na análise dos efeitos de 2ª ordem.

Optou-se por utilizar o *método p-delta* (Figura 49) para a obtenção dos esforços dimensionantes. Retiraram-se do STRAP® os esforços solicitantes calculados conforme a *teoria de 2ª ordem* e somaram-se a excentricidade acidental e a de fluência, conforme descrito no item 6.11.4 e no item 6.11.7.

O dimensionamento da armadura longitudinal e da armadura transversal e as disposições construtivas seguem os mesmos procedimentos e critérios descritos nos itens 6.11.9 até 6.11.12.

## 6.12 Dimensionamento das escadas

As escadas dos edifícios são projetadas nas mais variadas formas e dimensões, dependendo do espaço disponível, do tráfego de pessoas e de aspectos arquitetônicos (ARAÚJO, 2003). Normalmente, as escadas são apoiadas em vigas, paredes de alvenaria ou de concreto.

<sup>38</sup> O índice de esbeltez do pilares P2, P3, P4 e P7 é cerca de  $\lambda \approx 105$  para a direção mais desfavorável.

Dependendo da localização dos apoios pode-se classificar as escadas como armadas transversalmente, longitudinalmente ou em cruz (ARAÚJO, 2003). Segue abaixo o procedimento adotado para o dimensionamento da escada, utilizando como o exemplo o trecho inicial.

### 6.12.1 Geometria

Nas Figura 50 e Figura 51, respectivamente, são mostradas a planta e a elevação de meio lance de escadas, conforme definido no projeto arquitetônico<sup>[39]</sup>.

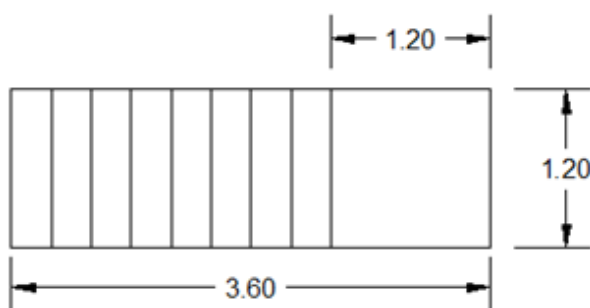


Figura 50 – Planta da escada

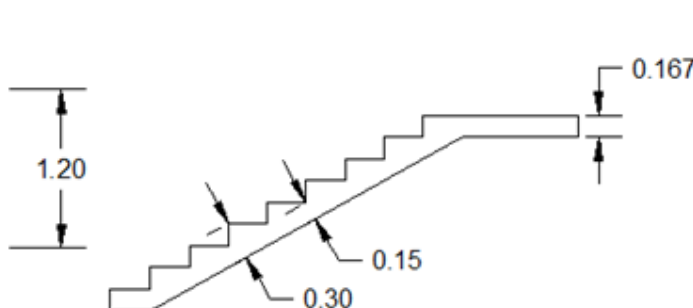


Figura 51 – Elevação da escada

### 6.12.2 Modelo de cálculo

Adotou-se o modelo de barra bi-apoiada conforme mostrado na Figura 52. Aplicou-se um carregamento distribuído uniforme sobre a viga para obtenção dos esforços dimensionantes.

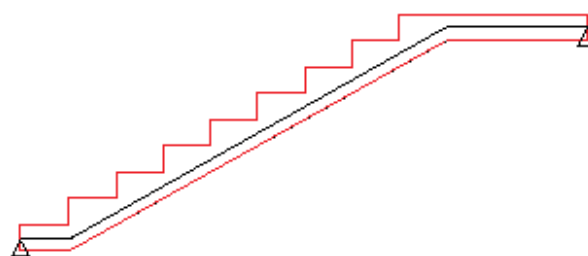


Figura 52 – Modelo de cálculo da escada

### 6.12.3 Ações características

Foram consideradas as seguintes cargas, conforme a Tabela 2 da NBR 6120 (ABNT, 1980).

- Concreto Armado: 25 kN/m<sup>3</sup>
- Escadas com acesso ao público: 3 kN/m<sup>2</sup>

<sup>39</sup> Ver documento DE-TF-2013-ARQ-4-07-1 no APÊNDICE E

### 6.12.4 Esforços solicitantes

Segue na Figura 53 os diagramas de esforços solicitantes gerados no *software STRAP®*.

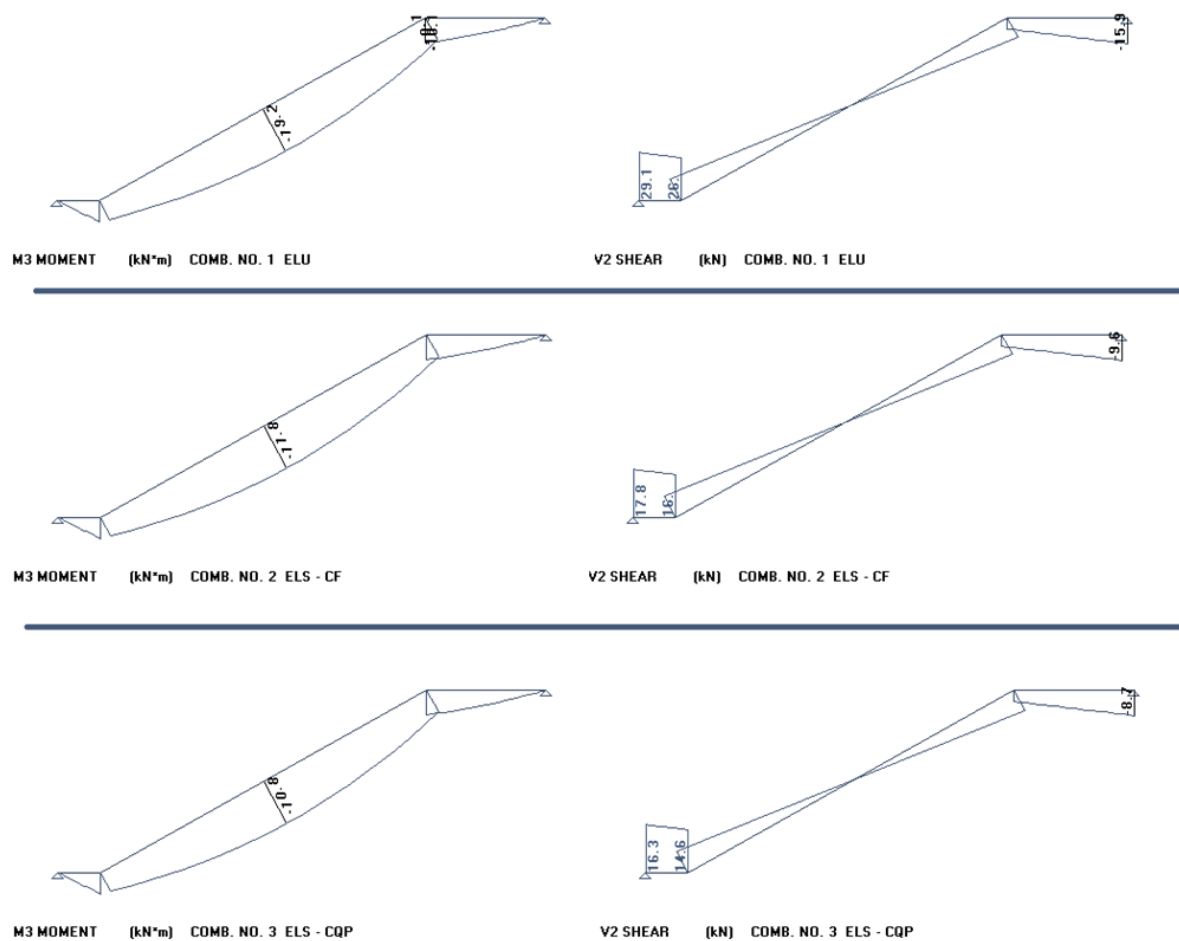


Figura 53 – Diagrama de esforços solicitantes da escada

### 6.12.5 Dimensionamento da armadura de flexão

$$A_{s,min1} = b_w \cdot h \cdot \rho_{min} = 1,0 \cdot 0,15 \cdot 0,201 \cdot 100 = 3,015 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,1} = \frac{M_d}{(d - 0,4 \cdot x) \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s}} = \frac{19,2}{(0,115 - 0,4 \cdot 0,0102) \cdot \frac{50}{1,15}} = 3,98 \text{ cm}^2 \Rightarrow \phi 8 \text{ c}/12,5$$

### 6.12.6 Dimensionamento da armadura de força cortante

$$f_{ctd} = 1,60 \text{ MPa (Ver item 6.4.1)}$$

$$\tau_{Rd} = 0,25 \cdot f_{ctd} = 0,25 \cdot 1,60 \cdot 1000 = 400 \text{ kN/m}^2$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1,ef}}{b_w d} = \frac{3,98}{100 \cdot 11,5} = 0,00348 \leq 0,02 \Rightarrow \text{OK!}$$

$$\text{Não existe força normal (protensão) aplicada na seção} \Rightarrow \sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{A_c} = \frac{0,00}{0,11} = 0$$

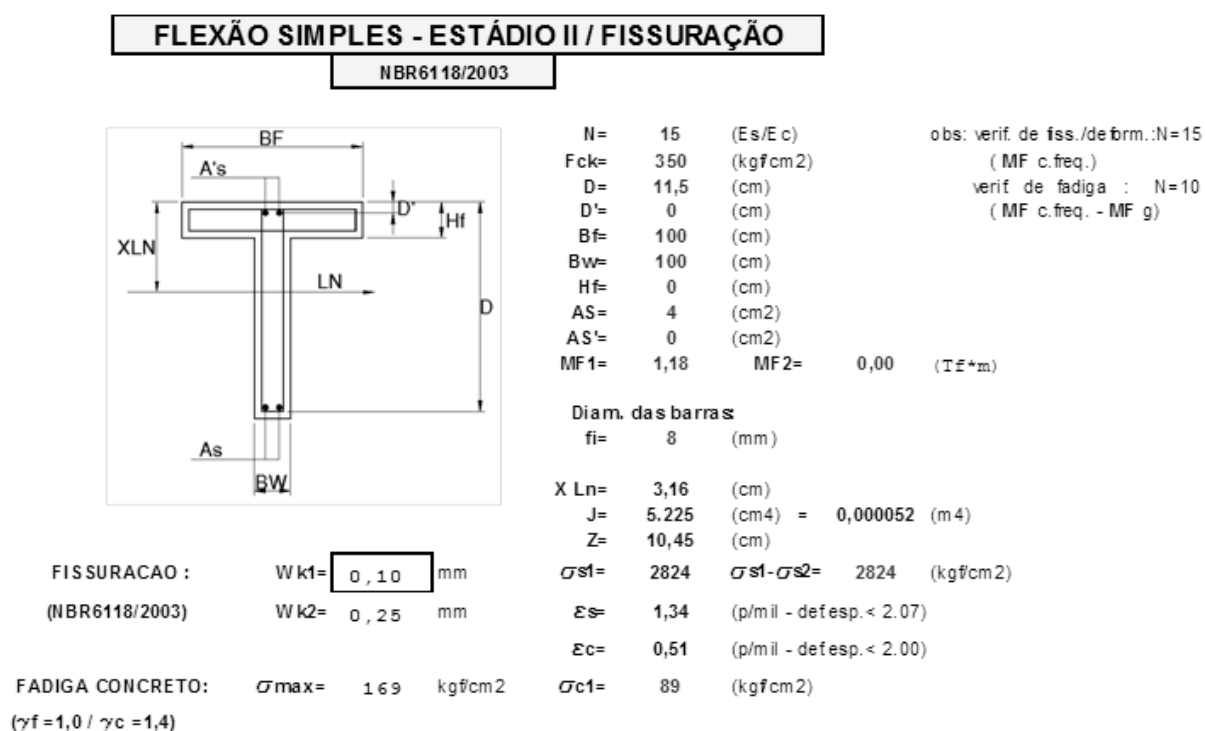
$$k = |1,6 - d| = |1,6 - 0,105| = 1,495 \geq 1 \Rightarrow \text{OK!}$$

$$\begin{aligned} V_{Rd1} &= [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d = \\ &= [400 \cdot 1,495 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,00348) + 0,15 \cdot 0] \cdot 1,0 \cdot 0,115 = 92 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_{Sd} = 29,1 \text{ kN} \leq V_{Rd1} = 92 \text{ kN} \Rightarrow \text{Não há necessidade de armadura de cisalhamento}$$

### 6.12.7 Verificação do estado limite de abertura de fissura

Verificou-se o estado limite de abertura de fissura (ELS-F), conforme procedimento da antiga NBR 6118 (ABNT, 2003). A abertura calculada é igual a  $w_k = 0,10 \text{ mm}$ , conforme a Figura 54, inferior ao limite de  $w_{k,lim} = 0,30 \text{ mm}$ , portanto a estrutura projetada respeita o ELS-F.



**Figura 54** – Verificação do estado limite de abertura de fissura

### 6.12.8 Armação adotada

Na Figura 55, pode-se visualizar as armações adotadas para a escada, conforme calculada e detalhada nos itens anteriores.

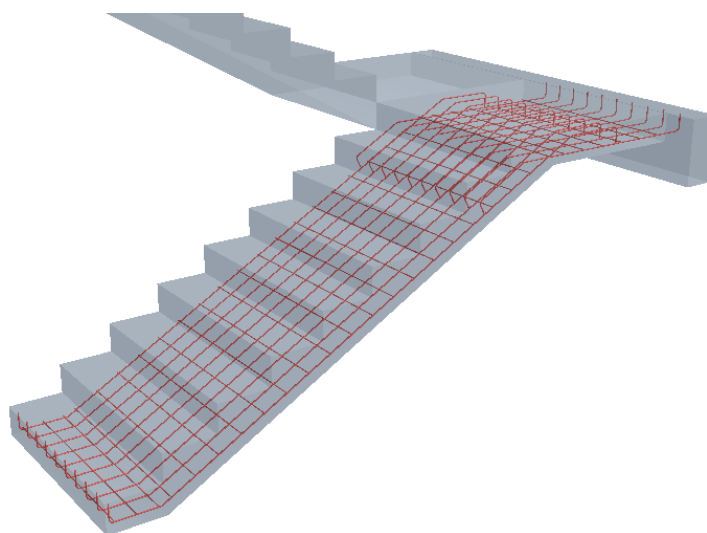


Figura 55 – Trecho inicial da escada armada no Allplan®

### 6.13 Índices estruturais do projeto

O índices estruturais são úteis para verificar se o dimensionamento ou até mesmo o modelo estrutural elaborado é adequado. A seguir são apresentados os índices resultantes do dimensionamento da estrutura em questão:

#### 6.13.1 Lajes

$$V_{\text{concreto}} = 54,5 \text{ m}^3 \quad m_{\text{aço}} = 3665 \text{ kg} \quad \rho_{\text{lajes}} = \frac{3665}{54,5} = 67,3 \text{ kg/m}^3$$

Em geral a taxa de aço para lajes para edifícios de pequeno porte oscila em torno de 60 kg/m<sup>3</sup>, portanto a taxa obtida<sup>[40]</sup> é considerada esperada.

---

<sup>40</sup> Não engloba a cobertura.

---

---

### 6.13.2 Vigas

$$V_{concreto} = 8,2 \text{ m}^3 \quad m_{aço} = 988 \text{ kg} \quad \rho_{vigas} = \frac{988}{8,2} = 120,6 \text{ kg/m}^3$$

Em geral a taxa de aço para vigas oscila em torno de 120 kg/m<sup>3</sup>; portanto a taxa obtida<sup>[41]</sup> é considerada esperada.

### 6.13.3 Pilares

$$V_{concreto} = 17,1 \text{ m}^3 \quad m_{aço} = 3699 \text{ kg} \quad \rho_{pilares} = \frac{3699}{17,1} = 216 \text{ kg/m}^3$$

Em geral a taxa de aço para pilares oscila em torno de 150 kg/m<sup>3</sup>. Neste projeto obteve-se uma taxa de 216 kg/m<sup>3</sup>, que é bastante alta. Entretanto, esse valor elevado é um resultado esperado, em particular, devido aos 4 pilares de 12 m que apresentam grande esbeltez ( $\lambda \geq 90$ ).

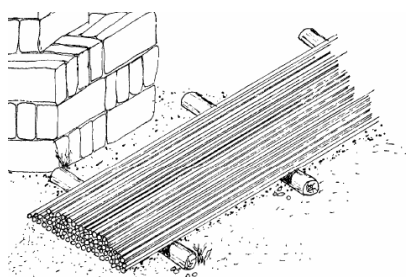
## 6.14 Detalhes gerais

### 6.14.1 Estocagem das armaduras

As barras de aço devem ser adequadamente armazenadas, em função do meio existente na região da obra, prevenindo contra a corrosão que ocorre em menor ou maior grau de intensidade, provocando a diminuição da aderência ao concreto com a barra de aço e a redução da seção da barra (MILITO, 2009).

---

<sup>41</sup> Inclui apenas as vigas do térreo.



**Figura 56** – Estocagem das armaduras

**Fonte:** Técnicas de Construção Civil, p. 250  
(MILITO, 2009)

#### 6.14.1.1 Condições de estocagem:

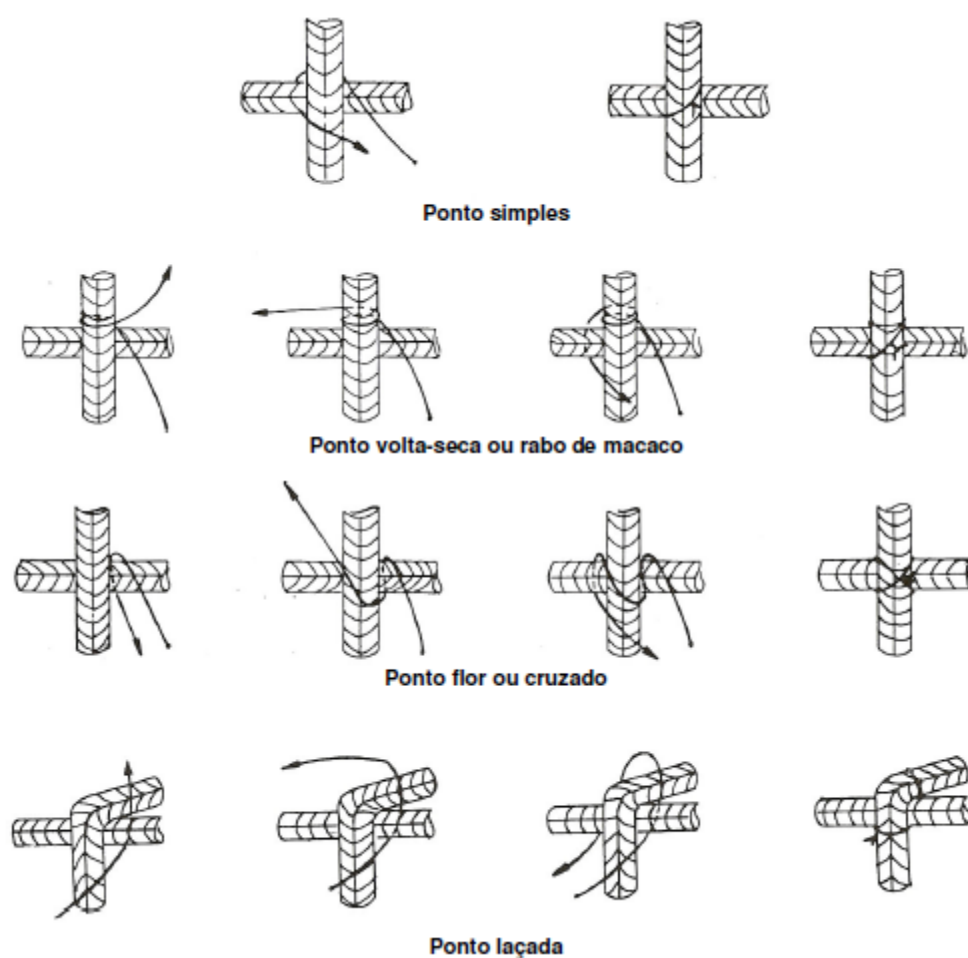
Armazenar as barras sobre travessas de madeira de 30 cm de espessura, apoiadas em solo limpo de vegetação e protegidas por pedra britada, conforme a Figura 56. Além disso, cobrir as armaduras com lona plástica (MILITO, 2009).

### 6.14.2 Sistema de fôrmas e escoramentos convencionais

Deve-se garantir a precisão dimensional, a rigidez da fôrma e dos escoramentos, a fim de garantir que a estrutura ou a peça de concreto armado seja executada fielmente ao projeto (MILITO, 2009).

### 6.14.3 Montagem das armaduras

É importante garantir a amarração dos ferros para que os mesmos não saiam da sua posição durante a concretagem. Recomenda-se fazer a união entre barras utilizando o torquês e arame recozido nº 18, utilizando alguma das amarrações apresentadas na Figura 57 (MILITO, 2009).



**Figura 57** – Detalhe de amarração das armaduras

**Fonte:** Técnicas de Construção Civil, p. 269 (MILITO, 2009)

#### 6.14.4 Cuidados na concretagem

Visando a qualidade da peça a ser concretada, devem ser observados os itens "a" e "b" antes do lançamento do concreto, os itens "c" e "d" durante a concretagem e o item "e" após a concretagem (MILITO, 2009):

##### a) Fôrma e escoramento

- Conferir a montagem baseada no projeto
- Capacidade de suporte da fôrma, relativa a deformações provocadas pelo peso próprio ou devido às operações de lançamento
- Estanqueidade
- Limpeza e aplicação de desmoldante
- Tratamento da superfície de contato

---

---

#### b) Armadura

- Bitolas, quantidades e dimensões das barras
- Posicionamento
- Fixação
- Cobrimento das armaduras (pastilhas, espaçadores)
- Limpeza

#### c) Lançamento

- Programar antecipadamente o volume de concreto, início e intervalos das cargas
- Programar o tempo previsto para o lançamento
- Dimensionar a equipe envolvida no lançamento, adensamento e cura do concreto
- Prever interrupções nos pontos de descontinuidade (juntas, encontros de pilares, paredes com vigas ou lajes)
- Especificar a forma de lançamento (convencional, bomba estacionária, autobomba com lança, esteira, caçamba)
- Providenciar equipamentos e dispositivos (carrinhos, jericas, guincho, guindaste, caçamba)
- Providenciar ferramentas diversas (enxada, pás, desempenadeiras, ponteiros, etc..)
- Providenciar tomadas de força para equipamentos elétricos
- Durante o lançamento deve-se evitar o acúmulo de concreto em determinados pontos da fôrma, lançar o mais próximo da sua posição final, evitar a segregação e o acúmulo de água na superfície do concreto, lançar em camadas horizontais de 15 a 30 cm, a partir da extremidade para o centro das fôrmas e lançar nova camada antes do início de pega da camada inferior; a altura de lançamento não deve ultrapassar a 2,0 m
- No caso de lançamento convencional, verificar o intervalo compatível de entrega do concreto, limitar o transporte a 60 m, preparar rampas e caminhos de acesso, iniciar a concretagem pela parte mais distante do local de recebimento do concreto
- No caso de lançamento por bombas, verificar altura de lançamento, prever local de acesso e de posicionamento para os caminhões e bomba

#### d) Adensamento

- Providenciar, vibradores de imersão (agulha), vibradores de superfície (régua vibratórias), vibradores externos (vibradores de fôrma)

- O vibrador de imersão deve penetrar cerca de 5,0 cm da camada inferior
- Iniciar o adensamento logo após o lançamento
- Evitar o adensamento a menos de 10 cm da parede da fôrma devido a formação de bolhas de ar e perda de argamassa

e) Cura

- Iniciar a cura tão logo a superfície concretada tenha resistência à ação da água
- A cura deve ser contínua

---

---

## 7 CONTENÇÃO E MOVIMENTO DE TERRA

Neste capítulo, são apresentados os critérios, soluções e cálculos relacionados à contenção e movimento de terra.

### 7.1 Contenção

A execução de contenções em escavações é um serviço bastante comum em obras civis, principalmente quando estas se localizam em áreas limitadas, como nas obras urbanas de um modo geral (CARDOSO, 2002). Como as escavações são feitas em material normalmente muito heterogêneo – o solo, este é susceptível a desmoronamento, pondo em risco toda a obra, incluindo não só equipamentos e as partes executadas dentro da escavação como principalmente as vidas humanas que nela trabalham (CARDOSO, 2002).

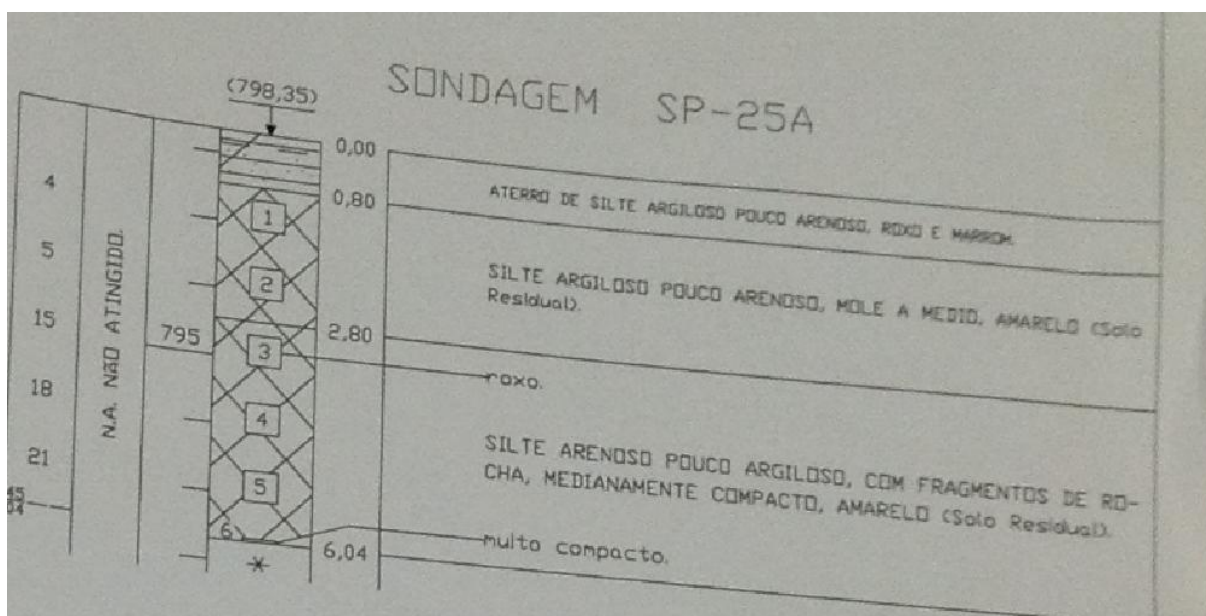
#### 7.1.1 Solução adotada

*A priori* não é necessário contenção na face lateral do terreno, pois a edificação vizinha rente ao lote possui um subsolo.

Devido à pequena altura da escavação e ao espaço físico disponível dentro do terreno adotou-se para a contenção a solução em talude.

#### 7.1.2 Parâmetros de engenharia do solo

Nas imediações do terreno de projeto existem uma série de edifícios em construção, obtiveram-se os ensaios geotécnicos de um deles, que foram utilizados como referência para a elaboração do dimensionamento das estruturas de contenção.



**Figura 58** – Ensaio SPT cedido

**Fonte:** Obra Wonder Morumbi

Mostraram-se os ensaios geotécnicos obtidos aos professores da disciplina de fundações (PEF2405) da Escola Politécnica e, conforme sugestão, adotaram-se os seguintes valores para os parâmetros de engenharia dos solos:

- Ângulo de atrito interno:  $28^\circ$
- Coesão: 10 kPa
- Peso específico seco:  $17 \text{ kN/m}^3$

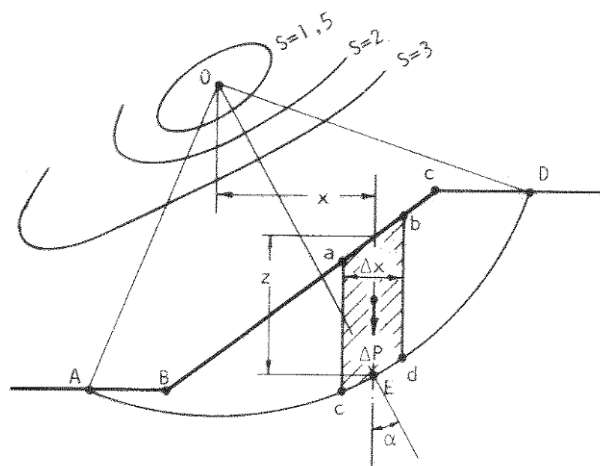
### 7.1.3 Dimensionamento dos taludes

A seguir será mostrado o dimensionamento dos taludes, recordando que foram utilizados ensaios de terrenos vizinhos, portanto os resultados mostrados neste presente trabalho têm caráter ilustrativo, não necessariamente correspondendo à solução a ser aplicada no terreno em questão.

#### 7.1.3.1 Modelo de cálculo

Grande parte dos taludes, sejam naturais ou construídos pelo homem, são compostos por mais de um tipo de solo e/ou as propriedades dos solos variam tanto que é necessário uma solução que empregue elementos finitos (BOWLES, 1979). Para possibilitar a abordagem de problemas em que as condições se apartem da situação ideal, sendo possível introduzir no cálculo fatores que as levem em conta, foram desenvolvidos métodos de cálculo mais elaborados (VARGAS,

1977), como o *método das fatias*, que divide a cunha deslizante em uma série de lamelas verticais, conforme a Figura 59.



**Figura 59** – Método das fatias para cálculo de estabilidade de taludes

**Fonte:** Introdução à Mecânica dos Solos, p. 377 (VARGAS, 1971)

O *método das fatias* permite considerar a heterogeneidade do terreno, pois é possível inserir os diferentes valores de coesão, peso específico e ângulo de atrito interno para as diferentes camadas de solo, além de considerar o eventual efeito da pressão neutra ao longo da superfície de ruptura, sejam essas decorrentes de submersão, percolação, adensamento ou deformação de cisalhamento (VARGAS, 1977). O *método de Bishop* nada mais é do que a generalização do *método das fatias*, considerando adicionalmente, os efeitos de empuxo e de cisalhamento ao longo das faces laterais das fatias (VARGAS, 1977).

Para uma dada superfície de ruptura, define-se o fator de segurança (F) como sendo a razão entre os momentos resistentes e os momentos instabilizantes, conforme fórmula mostrada por BOWLES (1979):

$$F = \frac{\sum \text{Momentos resistentes}}{\sum \text{Momentos instabilizantes}}$$

O coeficiente de segurança (S) pelo *método de Bishop* de uma determinada superfície de ruptura é calculado utilizando as expressões abaixo, conforme demonstrado por VARGAS (1977):

$$\bar{B} = \frac{u \Delta x \cos \alpha}{\Delta P}$$

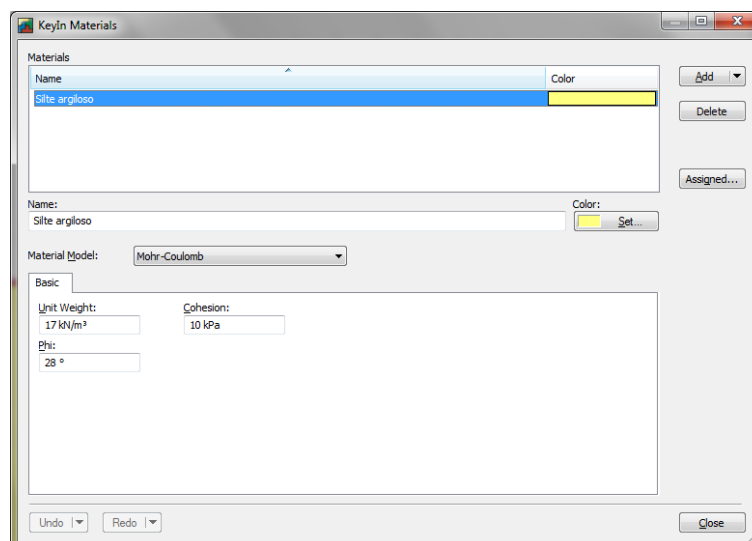
$$S_0 = \frac{\sum [c' \Delta x \sec \alpha + \Delta P (\cos \alpha - \bar{B} \sec \alpha) \operatorname{tg} \phi']}{\sum \Delta P \operatorname{sen} \alpha}$$

$$S = \frac{1}{\sum \Delta P \operatorname{sen} \alpha} \cdot \sum \left[ c' \Delta x + \operatorname{tg} \phi' \Delta P (1 - \bar{B}) \frac{\sec \alpha}{1 + \frac{\operatorname{tg} \phi' \operatorname{tg} \alpha}{S_0}} \right]$$

Deve-se repetir o cálculo para diversas superfícies de ruptura, variando o centro e o raio dos círculos. Junto a cada ponto pode-se escrever o valor mínimo de S (para raios diferentes) correspondente a tal ponto. Traçam-se as linhas de igual valor de S que aparecem na Figura 59. O centro do círculo de ruptura estará no centro dessas linhas e o valor de S será o correspondente ao ponto central (VARGAS, 1977). Devido à necessidade de diversas iterações até a obtenção dos resultados, utilizou-se o modo *Slope* do software *GeoStudio 2012*®, que realiza automaticamente todo o procedimento acima descrito.

#### 7.1.3.2 Inserção dos parâmetros de engenharia do solo

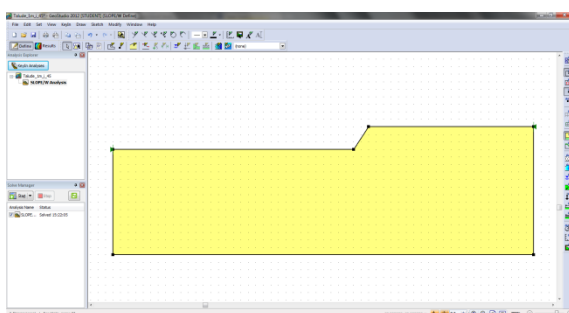
Inseriram-se os parâmetros de solo no programa *Slope*, conforme valores descritos no item 7.1.2.



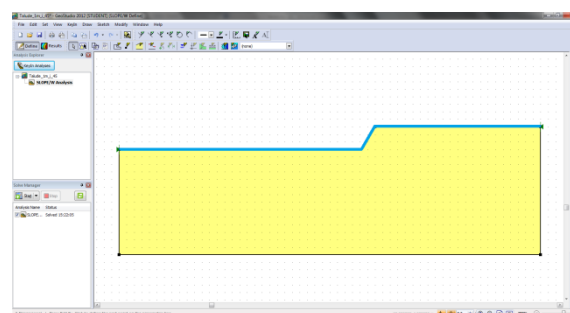
**Figura 60** – Inserção dos parâmetros de engenharia do solo no *Slope* do software *GeoStudio 2012*®

#### 7.1.3.3 Modelagem do talude

Modelou-se um talude com inclinação de 1H:1,5V ( $\approx 53^\circ$ ) e simularam-se duas condições extremas: o talude completamente seco (Figura 61) e o talude completamente saturado (Figura 62).



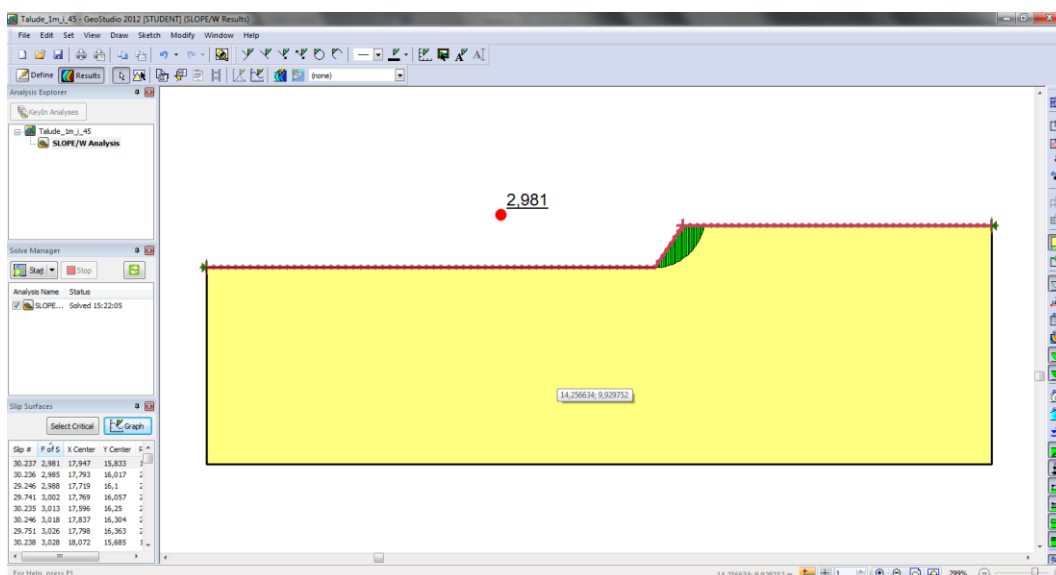
**Figura 61** – Modelo sem linha piezométrica (seco)



**Figura 62** – Modelo com linha piezométrica (saturado)

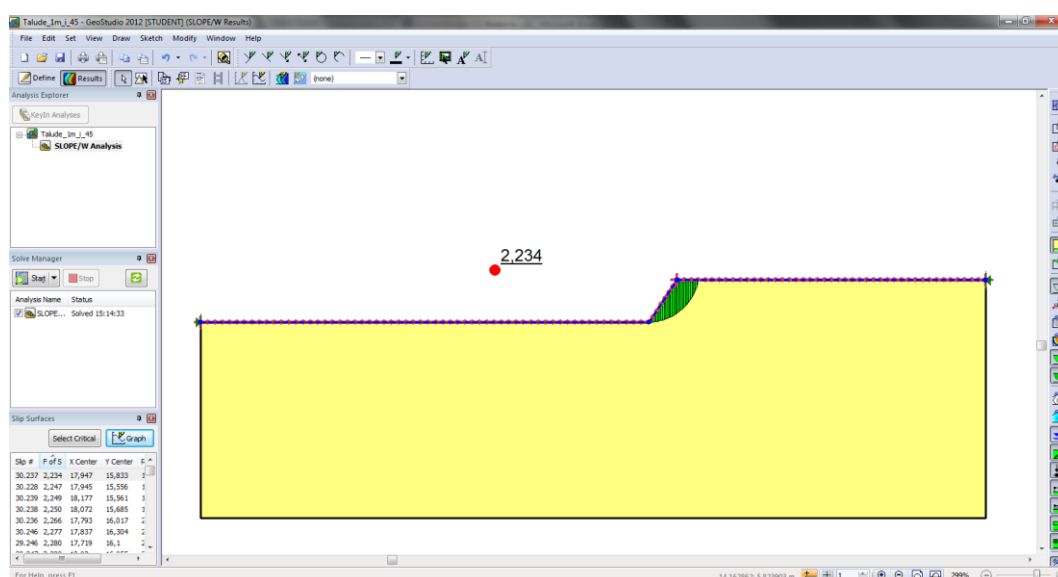
### 7.1.3.4 Resultados

Para o talude na condição seco, obteve-se o coeficiente de segurança igual a  $\gamma_{\text{máx}}=2,981$  com a respectiva superfície crítica de ruptura mostrado em verde na Figura 63.



**Figura 63** – Resultados do *Slope* para o talude na condição seco

Para o talude na condição saturado, obteve-se o coeficiente de segurança igual a  $\gamma_{\text{mín}}=2,234$  com a respectiva superfície crítica mostrado em verde na Figura 64.



**Figura 64** – Resultados do *Slope* para o talude na condição saturado

Portanto, conclui-se que o coeficiente de segurança do talude projetado  $\gamma_f$  se encontra entre 2,234 e 2,981, atendendo o coeficiente mínimo de  $\gamma_{f,\min} = 1,5$  recomendado pela NBR 9061 (ABNT, 1985).

[NBR 9061/1985 – Segurança de Escavação a Céu Aberto]

5.7.3 Para os casos gerais, os coeficientes de segurança devem atingir no mínimo o valor de 1,5, sendo necessária a justificativa técnica para a adoção deste valor.

## 7.2 Movimento de terra

O movimento de terra pode ser definido como o conjunto das operações de escavação, aterros, carga, transporte, descarga, compactação e acabamentos executados de forma a alterar a configuração de um terreno natural para uma nova conformação estabelecida no projeto de implantação e/ou no projeto executivo (MILITO, 2009).

### 7.2.1 Recomendações iniciais

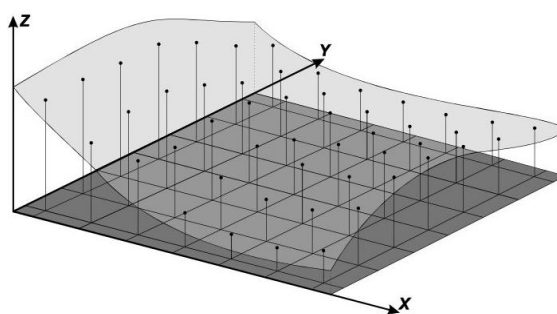
É importante, antes do início da obra, o registro das condições das construções vizinhas, por meio de um relatório técnico com fotografias datadas da vizinhança e relato das informações obtidas em campo (MILITO, 2009). A análise prévia das condições das construções vizinhas ajuda a prevenir e planejar a seqüência de execução da obra, evitando trincas, desabamentos de muros ou de construções vizinhas, além de servir como garantia em casos de reclamações infundadas de vizinhos (MILITO, 2009).

---

---

### 7.2.2 Cálculo do movimento de terra

O cálculo do movimento de terra foi feito pelo *método das quadriculas*. Utilizando a planta topográfica do terreno, dividiu-se o terreno em quadrados e se calcula o volume de corte ou aterro baseado nas cotas do terreno e na cota da base do edifício, conforme mostrado na Figura 65.



**Figura 65** – Método das quadriculas

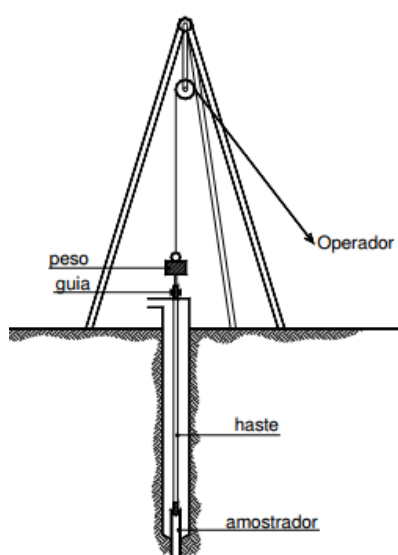
- Volume calculado
  - Corte = 374 m<sup>3</sup>
  - Aterro = 82 m<sup>3</sup>

## 8 PROJETO DE FUNDAÇÃO

Fundações são os elementos estruturais cuja função é transmitir as cargas da estrutura ao terreno na qual ela se apoia (AZEREDO, 1977).

### 8.1 Ensaio requeridos

A elaboração de projetos geotécnicos em particular exige, obviamente, um conhecimento adequado dos solos. É necessário proceder-se à identificação e à classificação das diversas camadas componentes do substrato a ser analisado, assim como à avaliação das suas propriedades de engenharia (FUNDAÇÕES, 1998). Em princípio, a determinação das propriedades de engenharia tanto poderia ser feita através de ensaio de laboratório quanto de ensaios de campo. Na prática, entretanto, há predominância quase total dos ensaios *in situ* (FUNDAÇÕES, 1998). Para determinação do nível da água e da estratigrafia do solo recomenda-se a execução de sondagens de simples reconhecimento, conhecido como ensaio SPT, seguindo a metodologia estabelecida na NBR 6484 (ABNT, 2001).



**Figura 66** – Equip. p/ sondagem SPT

**Fonte:** Técnicas de Construção Civil, p. 32 (MILITO, 2009)

Como a edificação projetada é de pequeno porte e se situa em local com terreno estável, *a priori* apenas o ensaio SPT é suficiente, no entanto, dependendo do tipo de solo encontrado, outros ensaios mais complexos podem ser necessários. O edifício projetado tem 199,21 m<sup>2</sup> de área em planta, portanto é recomendada a execução de no mínimo 2 sondagens SPT, conforme a NBR 8036 (ABNT, 1983).

[NBR 8036/1983 – Programação de sondagens SPT]

4.1.1.2 As sondagens devem ser, no mínimo [...]

a) dois para área da projeção em planta do edifício até 200 m<sup>2</sup>;

[...]

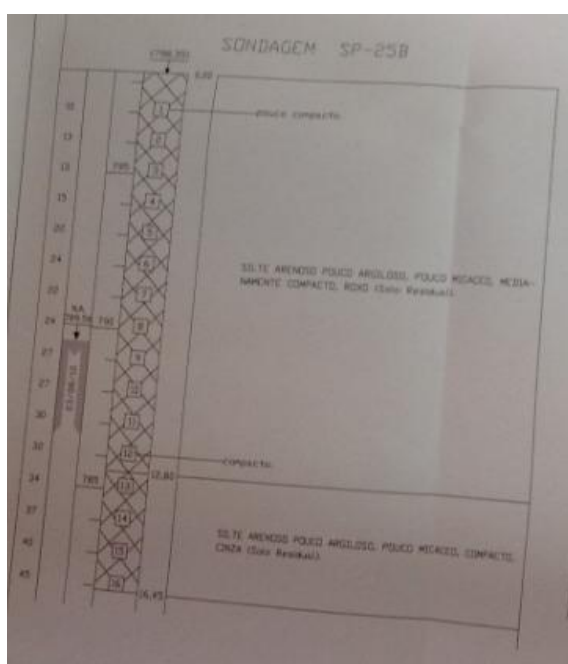
Para a adequada elaboração de um projeto de fundação é fundamental a realização dos ensaios geotécnicos no terreno de projeto. Entretanto, devido ao custo para a execução das sondagens,

decidiu-se utilizar os ensaios SPT obtidos em obras vizinhas com a finalidade de demonstrar o procedimento a ser adotado para dimensionamento das fundações.

## 8.2 Tensão admissível do solo

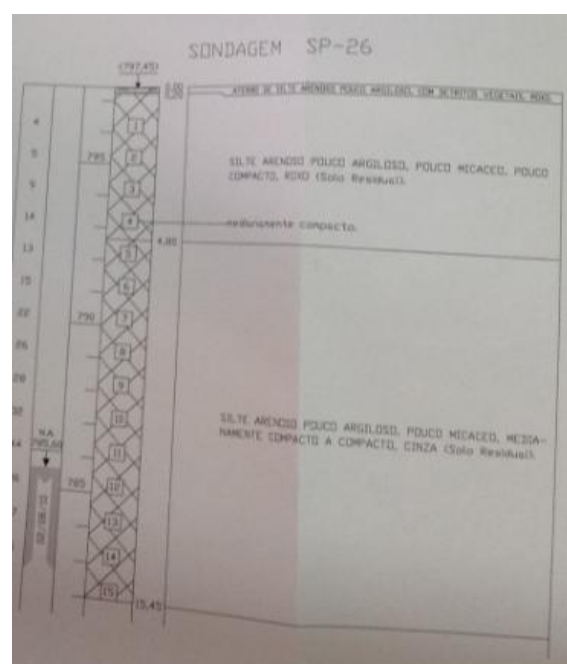
### 8.2.1 Análise dos ensaios SPT

Obtiveram-se os ensaios SPT mostrados na Figura 67 e Figura 68 de uma obra nas vizinhanças do terreno de projeto, conforme descrito no item 7.1.2 deste relatório.



**Figura 67** – Sondagem SP-25B

Fonte: Obra Wonder Morumbi



**Figura 68** – Sondagem SP-26

Fonte: Obra Wonder Morumbi

### 8.2.2 Estimativa da tensão admissível do solo

Chamando-se de  $N$ , o valor da resistência à penetração (SPT) média, pode-se estimar a tensão admissível como sendo:  $\sigma_a = 0,02 N$  (MPa), válida para qualquer solo natural no intervalo  $5 \leq N \leq 20$  (FUNDAÇÕES, 1998). O valor da resistência à penetração a entrar na expressão será o valor médio representativo da camada de apoio, estimado dentro da profundidade do bulbo de tensões das sapatas ( $\sim 1,5 B$ ) (FUNDAÇÕES, 1998).

- Cálculo da tensão admissível do solo

Considerando que a tensão na cota de apoio tenha resistência SPT = 10, calculou-se a tensão admissível do solo conforme a expressão abaixo:

$$\sigma_a = 0,02 \cdot 10 = 0,2 \text{ MPa}$$

- Validação dos dados

A fim de validar o valor de tensão admissível calculado acima, este foi comparado com os valores dispostos na Tabela 4 da antiga norma de fundações, NBR 6122 (ABNT, 1996), que para siltes compactos indica uma tensão admissível igual a  $\sigma_{adm} = 200 \text{ kN/m}^2$  (0,2 MPa).

[NBR 6122/1996 – NORMA OBSOLETA – Projeto e Execução de Fundações]

Tabela 4 – Pressões básicas ( $\sigma_o$ )

Classe	Descrição	Valores (MPa)
1	Rocha sã, maciça, sem laminação ou sinal de decomposição	3,0
2	Rochas laminadas, com pequenas fissuras, estratificadas	1,5
3	Rochas alteradas ou em decomposição	ver nota c)
4	Solos granulares concrecionados - conglomerados	1,0
5	Solos pedregulhosos compactos a muito compactos	0,6
6	Solos pedregulhosos fofos	0,3
7	Areias muito compactas	0,5
8	Areias compactas	0,4
9	Areias medianamente compactas	0,2
10	Argilas duras	0,3
11	Argilas rijas	0,2
12	Argilas médias	0,1
13	Siltes duros (muito compactos)	0,3
14	Siltes rijos (compactos)	0,2
15	Siltes médios (medianamente compactos)	0,1

Notas:

a) Para a descrição dos diferentes tipos de solo, seguir as definições da NBR 6502.

b) No caso de calcário ou qualquer outra rocha cárstica, devem ser feitos estudos especiais.

c) Para rochas alteradas ou em decomposição, têm que ser levados em conta a natureza da rocha matriz e o grau de decomposição ou alteração.

d) Os valores da Tabela 4, válidos para largura de 2 m, devem ser modificados em função das dimensões e da profundidade das fundações conforme prescrito em 6.2.2.5, 6.2.2.6 e 6.2.2.7.

Além disso conversou-se com os professores da disciplina de fundações (PEF2405) da Escola Politécnica, mostrando-se os ensaios obtidos, e foi sugerido usar até o valor de  $\sigma_{adm} = 400 \text{ kN/m}^2$  devido à presença nos ensaios de uma camada impenetrável de rocha próxima à superfície. Entretanto, resalta-se que os ensaios cedidos, apesar de serem de vizinhos próximos, não necessariamente correspondem as características do terreno em projeto. Logo,

---

---

utilizar um valor mais elevado de tensão admissível implicaria em um dimensionamento mais econômico, que poderia eventualmente distorcer o custo de fundação no percentual total da obra.

- Tensão admissível de projeto adotado

Pelos motivos supracitados, optou-se por utilizar o valor de  $\sigma_{adm} = 200 \text{ kN/m}^2$  (0,2 MPa) para a elaboração do anteprojeto de fundação.

### **8.3 Solução adotada**

A escolha do tipo de fundação depende de uma série de elementos como a magnitude das cargas solicitantes da estrutura, da topografia e da estratigrafia do solo, da posição do nível da água, do tipo de vizinhança, eventual disponibilidade de equipamentos, prazos e custo de execução, entre outros (FUNDAÇÕES, 1998). Adotou-se para a fundação da edificação a solução em fundação rasa por meio de sapatas, dado que é a solução mais simples do ponto de vista construtivo e também é a mais econômica atendendo o triedro: carga, tensão admissível do solo e nível de água.

### **8.4 Disposições construtivas**

A escolha da cota de apoio da sapatas deve ser tal que respeite o item 7.7.2 da NBR 6122 (ABNT, 2010).

[NBR 6122/2010 – Projeto e Execução de Fundações]

#### 7.7.2 Profundidade mínima

Nas divisas com terrenos vizinhos, salvo quando a fundação for assente sobre rocha, tal profundidade não deve ser inferior a 1,5 m. [...]

A cota de apoio de uma fundação deve ser tal que assegure que a capacidade de suporte do solo de apoio não seja influenciada pelas variações sazonais de clima ou alterações de umidade.

Além disso, deve ser prevista em projeto uma camada mínima de 5 cm de lastro em toda a superfície de contato solo-fundação.

[NBR 6122/2010 – Projeto e Execução de Fundações]

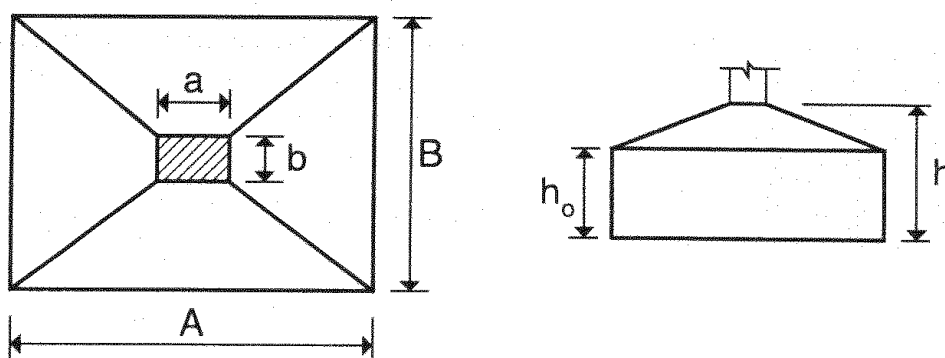
#### 7.7.3 Lastro

Todas as partes da fundação superficial (rasa ou direta) em contato com o solo (sapata, vigas de equilíbrio, etc.) devem ser concretadas sobre um lastro de concreto não estrutural com no mínimo 5 cm de espessura, a ser lançado sobre toda a superfície de contato solo-fundação.

[...]

## 8.5 Dimensionamento das sapatas isoladas

Segue o procedimento adotado para dimensionamento das sapatas isoladas, utilizando como exemplo a sapata S12<sup>[42]</sup>. Inicialmente, deve-se determinar a geometria da sapata, caracterizada por quatro dimensões, conforme mostrado na Figura 69.

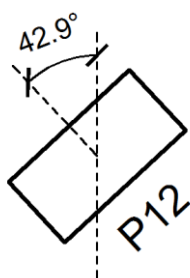


**Figura 69** – Dimensões básicas de uma sapata

**Fonte:** Curso de Concreto Armado, Volume 4, p.195 (ARAÚJO, 2003)

### 8.5.1 Conversão dos esforços solicitantes para os eixos locais da sapata

Como os resultados gerados pelo *STRAP*® estão referidos em relação as coordenadas globais do modelo, é necessário converter os esforços para as coordenadas locais da sapata.



**Figura 70** – Eixo Pilar 12

Conversão dos esforços solicitantes em coordenadas globais para coordenadas locais<sup>[43]</sup>:

$$M_{k,x} = -31,68 \text{ kN.m}$$

$$M_{k,y} = 8,74 \text{ kN.m}$$

Inclinação da sapata, conforme Figura 70:

$$\alpha = 42,9^\circ$$

Cálculo dos momentos solicitantes em relação as coordenadas locais<sup>[44]</sup>:

$$\begin{aligned} M_{k,a} &= M_{k,x} \cdot \text{sen}(\alpha) + M_{k,y} \cdot \text{cos}(\alpha) = -31,68 \cdot \text{sen}(42,9^\circ) + 8,74 \cdot \text{cos}(42,9^\circ) = \\ &= -15,2 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

<sup>42</sup> O memorial de cálculo das sapatas é apresentado no documento MC-2013-TF-FUN-S-0 no APÊNDICE G.

<sup>43</sup> Ver tabela completa com os esforços no documento MC-2013-TF-FUN-S-0 no APÊNDICE G.

<sup>44</sup> “a” indica a direção da maior face do pilar e “b” a menor face do pilar.

$$M_{k,b} = -M_{k,x} \cdot \cos(\alpha) + M_{k,y} \cdot \sin(\alpha) = 31,68 \cdot \cos(42,9^\circ) + 8,74 \cdot \sin(42,9^\circ) =$$

$$= 29,2 \text{ kN.m}$$

### 8.5.2 Dimensionamento da base da sapata

- Cálculo da área mínima da base

A área mínima da base é função da carga solicitante e da tensão admissível do solo. Para estimar o peso próprio da sapata utiliza-se o coeficiente  $\gamma_a$ , que varia entre 1,05 e 1,10. Recordando que o coeficiente de segurança está embutido no cálculo da tensão admissível, será utilizada a sollicitação nominal ( $N_k$ ) em vez da sollicitação de cálculo ( $N_d$ ).

$$N_k = 360,4 \text{ kN}$$

$$S = \frac{\gamma_a \cdot N_k}{\sigma_{adm}} = \frac{1,05 \cdot 360,4}{200} = 1,89 \text{ m}^2$$

- Cálculo das dimensões mínimas em planta

O dimensionamento econômico será aquele que conduz a momentos aproximadamente iguais nas duas abas, em relação à mesa da sapata. Para tanto, os balanços deverão ser aproximadamente iguais nas duas direções. Além disso, para facilitar a montagem e posicionamento das formas de madeira do pilar deve-se deixar cerca de 2,5 cm livres em cada uma das faces (FUNDAÇÕES, 1998).

$$a' = 0,025 + 0,40 + 0,025 = 0,45 \text{ m}$$

$$b' = 0,025 + 0,20 + 0,025 = 0,25 \text{ m}$$

$$A = \frac{(a' - b')}{2} + \sqrt{\frac{(a' - b')^2}{4} + S} = \frac{(0,45 - 0,25)}{2} + \sqrt{\frac{(0,45 - 0,25)^2}{4} + 1,89} = 1,48 \text{ m}$$

$$B = \frac{S}{A} = \frac{1,89}{1,48} = 1,28 \text{ m}$$

- Dimensões em planta adotadas

As dimensões acima servem de referência, entretanto também é necessário considerar o efeito do momento fletor, por isso adotou-se medidas ligeiramente superiores<sup>[45]</sup>: A = 1,80 m e B = 1,55 m; ambas respeitando a dimensão mínima de 0,60 m da NBR 6122 (ABNT, 2010).

[NBR 6122/2010 – Projeto e Execução de Fundações]

7.7.1 Dimensão mínima

Em planta, as sapatas isoladas ou os blocos não devem ter dimensões inferiores a 0,60 m.

### 8.5.3 Dimensionamento da altura da sapata

A seguir determinou-se a altura mínima, de forma que a sapata possa ser considerada rígida conforme a NBR 6118 (ABNT, 2007). Além disso, a altura deve ser suficiente ancorar a armadura de arranque do pilar:

[NBR 6118/2007 – Projeto de Estruturas de Concreto]

22.4.1 Conceituação

[...]

Quando se verifica a expressão a seguir, a sapata é considerada rígida. Caso contrário, a sapata é considerada flexível:

$$h \geq (a - a_p) / 3$$

onde:

h é a altura da sapata;

a é a dimensão da sapata em uma determinada direção;

a<sub>p</sub> é a dimensão do pilar na mesma direção

[...]

$$h \geq \begin{cases} \frac{A - a'}{3} = \frac{1,80 - 0,45}{3} = 0,45 \text{ m} \\ \frac{B - b'}{3} = \frac{1,55 - 0,25}{3} = 0,45 \text{ m} \\ l_b + c = 0,47 + 0,04 = 0,51 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \text{Portanto adotou-se } h = 0,55 \text{ m}$$

<sup>45</sup> Ver item "Verificação da tensão admissível do solo": O processo é iterativo, iniciou-se com A=1,50 m e B=1,30 m e aumentou-se as dimensões de cada direção alternadamente de 5 em 5 cm até que a máxima tensão de compressão na base da sapata resultasse inferior do que a tensão admissível do solo.

### 8.5.4 Cálculo da altura mínima na extremidade da sapata

Visando reduzir o consumo de concreto e aliviar o peso da sapata, optou-se por empregar uma seção trapezoidal. Determinou-se a altura mínima na extremidade da sapata, de forma que o ângulo de inclinação da face superior da sapata fosse inferior a  $30^\circ$ , a fim de evitar o uso de formas de madeira nas faces inclinadas (ARAÚJO, 2003). Afim de atender o critério construtivo citado, adotou-se  $h_0 = 0,25$  m.

### 8.5.5 Cálculo do parâmetros geométricos da sapata dimensionada

Com todas as dimensões definidas, elaborou-se um resumo com as propriedades geométricas da sapata S12, conforme a Tabela 18:

**Tabela 18** – Resumo das propriedades geométricas da sapata S12

A (m)	B (m)	h (m)	$h_0$ (m)	S (m <sup>2</sup> )	$W_x$ (m <sup>3</sup> )	$W_y$ (m <sup>3</sup> )	P.P. Sapata (kN)
1,80	1,55	0,55	0,20	2,79	0,72	0,84	24,05

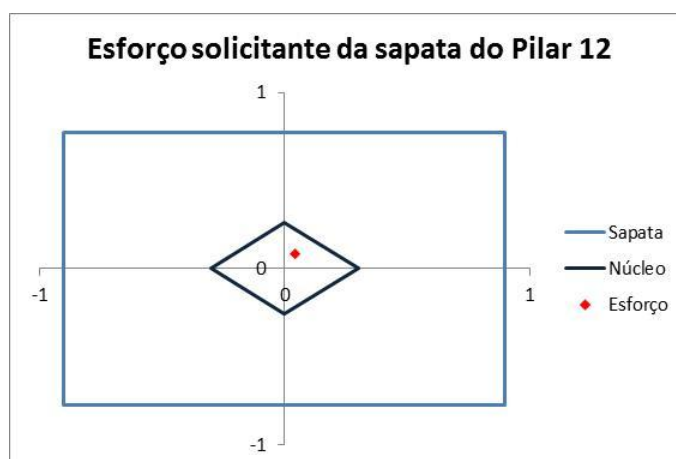
### 8.5.6 Verificação da tensão admissível do solo

Verificou-se se o solo é capaz de suportar as cargas transmitidas pelo pilar, ou seja, se a tensão máxima de compressão na base da sapata é inferior a tensão admissível do solo.

$$e_x = \frac{M_{k,a}}{N_k} = \frac{15,2}{360,4} = 0,042 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{M_{k,b}}{N_k} = \frac{29,2}{360,4} = 0,081 \text{ m}$$

A força solicitante está aplicada dentro do núcleo central de inércia da seção, portanto todos os pontos da base da sapata estão comprimidos.



**Figura 71** – Excentricidade do carregamento

$$N'_k = N_k + N_{P.P.Sapata} = 360,4 + 24,1 = 384,5 \text{ kN}$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{N'_k}{S} + \frac{M_a}{W_a} + \frac{M_b}{W_b} = \frac{384,5}{2,79} + \frac{15,2}{0,72} + \frac{29,2}{0,84} = 194 \text{ kN/m}^2$$

---



---

$\sigma_{\text{máx}} = 194 \text{ kN/m}^2 \leq \sigma_{\text{adm}} = 200 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \text{OK!}$  O solo é capaz de resistir as solicitações.

### 8.5.7 Verificação da ruptura por esmagamento do concreto na base do pilar

Verificou-se se não existe ruptura por esmagamento do concreto na região de transição entre o topo da sapata e a base do pilar.

$$N_d = \gamma_f \cdot N_k = 1,4 \cdot 360,4 = 504,6 \text{ kN}$$

$$\sigma_s = \frac{N_d}{a \cdot b} = \frac{504,6}{0,40 \cdot 0,20} = 6.306 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,4} = 17,86 \text{ MPa} = 17.857 \text{ kN/m}^2$$

$\sigma_s = 6.306 \text{ kN/m}^2 \leq f_{cd} = 17.857 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \text{OK!}$  Não ocorre o esmagamento do concreto no encontro do topo da sapata com a base do pilar<sup>[46]</sup>.

### 8.5.8 Verificação da ruptura do concreto por compressão diagonal

Sapatas rígidas apresentam ruptura por compressão diagonal, sendo necessária a verificação conforme o item 19.5.3.1 descrito na NBR 6118 (ABNT, 2007).

[NBR 6118/2007 – Projeto de Estruturas de Concreto]

22.4.2.2 Sapatas rígidas

O comportamento estrutural pode ser caracterizado por:

[...]

b) trabalho ao cisalhamento também em duas direções, não apresentando ruptura por tração diagonal, e sim compressão diagonal verificada conforme 19.5.3.1. Isso ocorre porque a sapata rígida fica inteiramente dentro do cone hipotético de punção, não havendo portanto possibilidade física de punção.

[...]

$$\tau_{Rd2} = 0,27 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} = 0,27 \cdot \left(1 - \frac{25}{250}\right) \cdot 17857 = 4.339 \text{ kN/m}^2$$

$$d = h - c - \frac{\phi}{2} = 0,55 - 0,04 - \frac{0,008}{2} = 0,506 \text{ m}$$

---

<sup>46</sup> Esta verificação deve ser respeitada por todas as sapatas simultaneamente. Iniciou-se com  $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$ , como a sapata S10 não atendia este critério, aumentou-se o  $f_{ck}$  para 25 MPa.

$$u = 2 \cdot (a + b) = 2 \cdot (0,40 + 0,20) = 1,20 \text{ m}$$

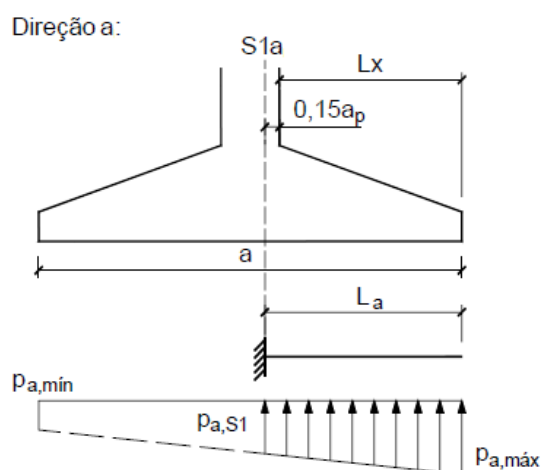
$$\tau_{sd} = \frac{N_d}{u \cdot d} = \frac{504,6}{1,20 \cdot 0,506} = 832 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_{sd} = 832 \text{ kN/m}^2 \leq \tau_{Rd2} = 4.339 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \text{OK!}$  Não ocorre ruptura do concreto por compressão diagonal.

### 8.5.9 Dimensionamento da armadura de flexão

- Modelo de cálculo

Para dimensionamento da armadura principal de flexão na base da sapata, considera-se o momento fletor na seção de referência  $S_1$ , localizado a  $0,15 a_p$  da face do pilar. O modelo de cálculo adotado pressupõe que as tensões no contato sapata-solo sejam lineares; dessa forma, o momento solicitante é equivalente ao de uma viga engastada com carregamento distribuído, conforme Figura 72.



**Figura 72** – Modelo de cálculo para a armadura de flexão de sapata isolada

- Esforços solicitantes na direção principal

Os esforços solicitantes medidos em relação ao eixo da sapata são iguais a:

$$N'_d = \gamma_f \cdot N'_k = 1,4 \cdot 384,5 = 538,3 \text{ kN}$$

$$M_{d,b} = \gamma_f \cdot M_{k,b} = 1,4 \cdot 29,2 = 40,9 \text{ kN.m}$$

- Cálculo do comprimento da viga engastada equivalente

$$L_a = \frac{A - a}{2} + 0,15 \cdot a = \frac{1,80 - 0,40}{2} + 0,15 \cdot 0,40 = 0,76 \text{ m}$$

- Cálculo do carregamento distribuído da viga engastada equivalente

$$\sigma_{a,m\acute{a}x} = \frac{N'_d}{S} + \frac{M_{d,b}}{W_b} = \frac{538,3}{2,79} + \frac{40,9}{0,84} = 242 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{a,m\grave{m}n} = \frac{N'_d}{S} - \frac{M_{d,b}}{W_b} = \frac{538,3}{2,79} - \frac{40,9}{0,84} = 144 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{a,m\acute{a}x} = \sigma_{a,m\acute{a}x} \cdot B = 242 \cdot 1,55 = 375 \text{ kN/m}$$

$$p_{a,m\grave{m}n} = \sigma_{a,m\grave{m}n} \cdot B = 144 \cdot 1,55 = 223 \text{ kN/m}$$

$$p_{a,S1} = p_{a,m\grave{m}n} + (p_{a,m\acute{a}x} - p_{a,m\grave{m}n}) \cdot \left( \frac{A - L_a}{A} \right) = 223 + (375 - 223) \cdot \left( \frac{1,80 - 0,76}{1,80} \right) = 311 \text{ kN/m}$$

- Cálculo do momento solicitante na seção S<sub>1,a</sub>

$$M_{d,S1} = \left( \frac{p_{a,m\acute{a}x}}{3} + \frac{p_{a,S1}}{6} \right) \cdot L_a^2 = \left( \frac{375}{3} + \frac{311}{6} \right) \cdot 0,76^2 = 102 \text{ kN.m}$$

- Cálculo da área de aço necessária

$$A_{s,a} = \frac{M_{d,S1}}{0,8 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{102}{0,8 \cdot 0,506 \cdot 43,5} = 5,80 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,a,m\grave{m}n} = \rho_{m\grave{m}n} \cdot A_{c,a} = 100 \cdot 0,15 \cdot 1,55 \cdot 0,55 = 12,79 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Prevalece } A_{s,a,m\grave{m}n}$$

Quantidade de aço adotado<sup>[47]</sup>: 16  $\phi$ 10 c/11 (12,80 cm<sup>2</sup>)

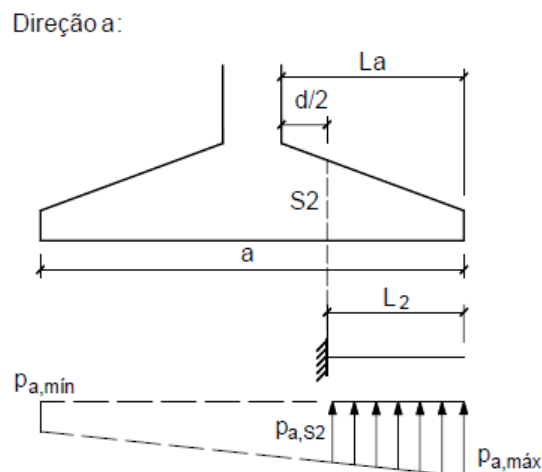
Analogamente, repetiu-se o processo de cálculo descrito para a direção "B" da sapata e obteve-se 12  $\phi$ 12,5 c/13 (15,00 cm<sup>2</sup>).

<sup>47</sup> Deve-se adotar um espaçamento pequeno entre as barras com a finalidade de reduzir a profundidade das fissuras formadas, e portanto garantir durabilidade e segurança para a sapata projetada.

### 8.5.10 Dimensionamento da armadura de força cortante

- Modelo de cálculo

Para dimensionamento da armadura de força cortante de sapatas isoladas, considera-se a força cortante na seção de referência  $S_2$ , localizado a  $d/2$  da face do pilar. O modelo de cálculo adotado pressupõe que as tensões no contato sapata-solo sejam lineares e, dessa forma, a força cortante solicitante é equivalente ao de uma viga engastada com carregamento distribuído, conforme a Figura 73.



**Figura 73** – Modelo de cálculo para a armadura de força cortante de sapata isolada

- Esforços solicitantes na direção principal

Os esforços solicitantes medidos em relação ao eixo da sapata são iguais a:

$$N'_d = \gamma_f \cdot N'_k = 1,4 \cdot 384,5 = 538,3 \text{ kN}$$

$$M_{d,b} = \gamma_f \cdot M_{k,b} = 1,4 \cdot 29,2 = 40,9 \text{ kN.m}$$

- Cálculo do comprimento da viga engastada equivalente

$$L_{2,a} = L_a - \frac{d}{2} = 0,76 - \frac{0,506}{2} = 0,507 \text{ m}$$

- Cálculo do carregamento distribuído da viga engastada equivalente

$$\sigma_{a,máx} = \frac{N'_d}{S} + \frac{M_{d,b}}{W_b} = \frac{538,3}{2,79} + \frac{40,9}{0,84} = 242 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{a,mín} = \frac{N'_d}{S} - \frac{M_{d,b}}{W_b} = \frac{538,3}{2,79} - \frac{40,9}{0,84} = 144 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{a,máx} = \sigma_{a,máx} \cdot B = 242 \cdot 1,55 = 375 \text{ kN/m}$$

$$p_{a,mín} = \sigma_{a,mín} \cdot B = 144 \cdot 1,55 = 223 \text{ kN/m}$$

$$p_{a,s2} = p_{a,mín} + (p_{a,máx} - p_{a,mín}) \cdot \left( \frac{A - L_{2,a}}{A} \right) = 223 + (375 - 223) \cdot \left( \frac{1,80 - 0,507}{1,80} \right) = 332 \text{ kN/m}$$

- Cálculo da força cortante solicitante na seção S<sub>2,a</sub>

$$V_{Sd,s2} = \frac{(p_{a,máx} + p_{a,s2}) \cdot L_{2,a}}{2} = \frac{(375 + 332) \cdot 0,507}{2} = 179 \text{ kN}$$

- Cálculo da força cortante resistente na seção S<sub>2,a</sub>

$f_{ctd} = 1,60 \text{ MPa}$  (Ver item 6.4.1)

$$\tau_{Rd} = 0,25 \cdot f_{ctd} = 0,25 \cdot 1,60 \cdot 1000 = 400 \text{ kN/m}^2$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1,ef}}{b_w d} = \frac{13,50}{155 \cdot 49,1} = 0,0018 \leq 0,02 \Rightarrow \text{OK!}$$

Não existe força normal (protensão) aplicada na seção  $\Rightarrow \sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{A_c} = \frac{0,00}{0,11} = 0$

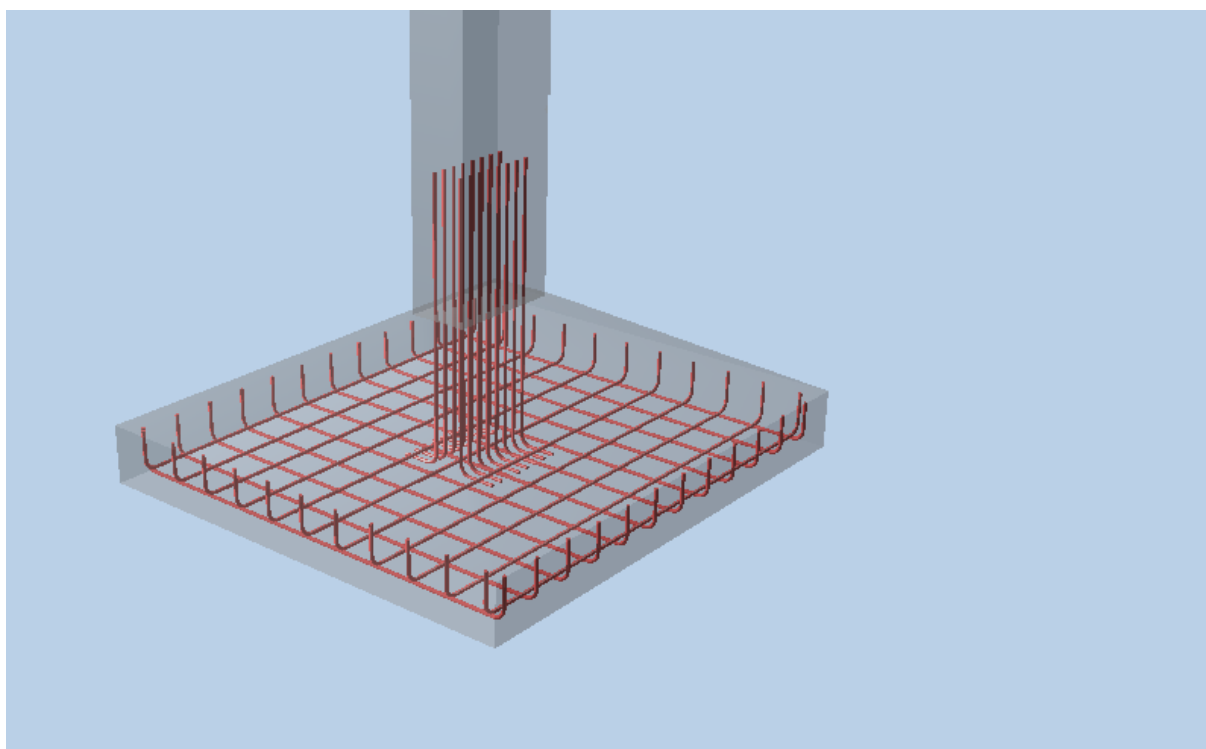
$$k = |1,6 - d| = |1,6 - 0,491| = 1,109 \geq 1 \Rightarrow \text{OK!}$$

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d = [400 \cdot 1,109 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,0018) + 0,15 \cdot 0] \cdot 1,55 \cdot 0,491 = 344,0 \text{ kN}$$

$V_{Sd} = 179 \text{ kN} \leq V_{Rd1} = 344 \text{ kN} \Rightarrow$  Não há necessidade de armadura para força cortante ou de armadura de costura na ligação laje/viga.

### 8.5.11 Disposições construtivas

Na Figura 74, pode-se visualizar a sapata S12 com a respectiva armação da base, conforme calculada e detalhada nos itens anteriores. Pode-se observar o detalhe dos arranques dos pilares.



**Figura 74** – Sapata S12 armada no *Allplan*®

## **8.6 Dimensionamento da viga de equilíbrio**

Quando uma sapata estiver na divisa do terreno, a carga transmitida pelo pilar será excêntrica em relação ao centro da sapata. Por conseqüência, as maiores pressões no solo ocorrerão nas proximidades do terreno vizinho, onde há a possibilidade de serem realizadas escavações futuras. Neste caso é recomendado projetar uma viga de equilíbrio para deslocar a carga para o centro da sapata (ARAÚJO, 2003). A seguir será mostrado o procedimento adotado para o dimensionamento da viga de equilíbrio, utilizando como exemplo a viga de equilíbrio S5-S6.

### **8.6.1 Modelo de cálculo**

Pode-se representar a viga de equilíbrio por um modelo de barra biapoiada com balanço, conforme a Figura 75. Os apoios da esquerda e da direita da Figura 75 representam, respectivamente, o centro de gravidade das sapatas S5 e S6.

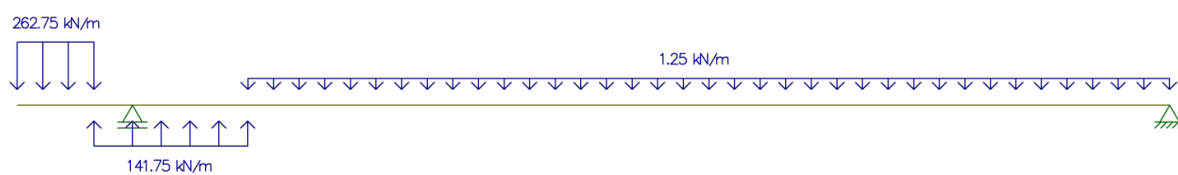


Figura 75 – Modelo utilizando *Ftools* da viga de equilíbrio S5-S6

### 8.6.2 Geometria adotada

Adotou-se para a viga de equilíbrio uma seção transversal retângular com 20 cm de base e 25 cm de altura.

### 8.6.3 Esforços solicitantes

Seguem, na Figura 76 e Figura 77, respectivamente, os diagramas com valores característicos de momento fletor (kN.m) e de força cortante (kN).

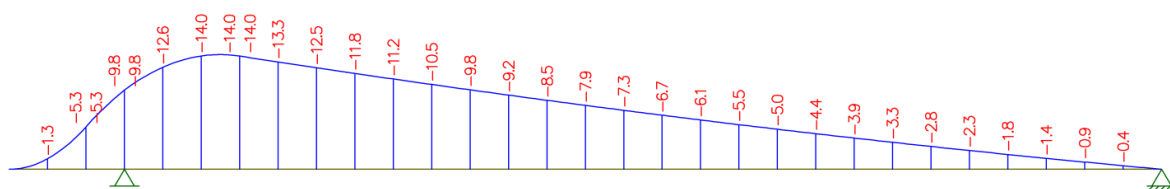


Figura 76 – Diagrama de momento fletor da viga de equilíbrio S5-S6

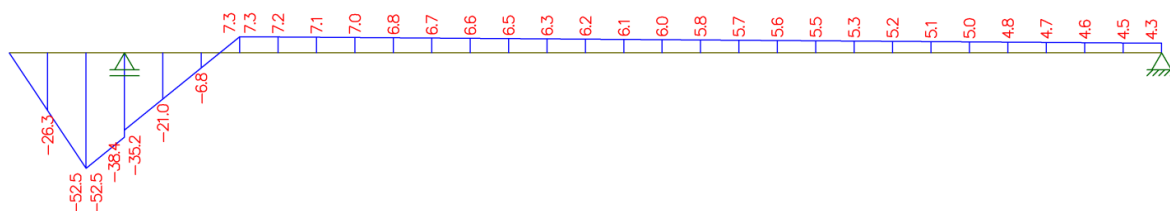


Figura 77 – Diagrama de força cortante da viga de equilíbrio S5-S6

### 8.6.4 Dimensionamento da armadura de flexão

- Cálculo da altura útil disponível

Armadura estimada: 2x2 $\phi$ 10

$$d = h - c - \phi_t - \frac{\phi}{2} - \frac{(e_v + \phi)}{2} = 0,25 - 0,04 - 0,0063 - \frac{0,01}{2} - \frac{(0,02 + 0,01)}{2} = 0,184 \text{ m}$$

- Cálculo da posição da linha neutra

$$x = 1,25 \cdot d \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \cdot b_w \cdot d^2 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}}} \right) = 1,25 \cdot 0,184 \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{1,4 \cdot 14}{0,425 \cdot 0,20 \cdot 0,184^2 \cdot \frac{25000}{1,4}}} \right) = 0,049 \text{ m}$$

$$\frac{x}{d} = \frac{0,049}{0,184} = 0,27 \leq 0,50 \Rightarrow \text{OK!}$$

- Cálculo da área de aço da armadura longitudinal

$$A_{s,\text{mín}} = b_w \cdot h \cdot \rho_{\text{mín}} = 0,20 \cdot 0,25 \cdot 0,15 \cdot 100 = 0,75 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{M_d}{(d - 0,4 \cdot x) \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s}} = \frac{1,4 \cdot 14}{(0,182 - 0,4 \cdot 0,049) \cdot \frac{50}{1,15}} = 2,78 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2 \times 2 \phi 10 (3,14 \text{ cm}^2)$$

### 8.6.5 Dimensionamento da armadura de força cortante

Neste projeto adotou-se para dimensionamento o *Modelo de cálculo I*, conforme item 17.4.2.2 da NBR 6118 (ABNT, 2007)<sup>[48]</sup>.

- Verificação da biela de compressão

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250} = 1 - \frac{25}{250} = 0,90$$

<sup>48</sup> Mais detalhes no item 6.10.6 deste relatório.

---



---


$$V_{Rd2} = \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d = 0,90 \cdot \frac{25000}{1,4} \cdot 0,20 \cdot 0,182 = 158,0 \text{ kN}$$

$$V_{Sd} = \gamma_f \cdot V_k = 1,4 \cdot 52,5 = 73,5 \text{ kN} \leq V_{Rd2} = 159,4 \Rightarrow \text{OK!}$$

- Cálculo da armadura transversal mínima

$$f_{ywk} = 500 \text{ MPa (Ver item 6.3.2)}$$

$$f_{ct,m} = 2,56 \text{ MPa (Ver item 6.4.1)}$$

$$b_w = 20 \text{ cm}$$

$\alpha = 90^\circ \leftarrow$  Especificação de projeto – Estribo ortogonal ao eixo da viga.

$$A_{sw,min} = \frac{0,2 \cdot f_{ct,m} \cdot b_w \cdot s \cdot \text{sen } \alpha}{f_{ywk}} = \frac{0,2 \cdot 2,56 \cdot 20 \cdot 100 \cdot \text{sen } 90^\circ}{500} = 2,05 \text{ cm}^2/m$$

- Cálculo da área de aço da armadura transversal

$$V_{c0} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = 0,6 \cdot 1,28 \cdot 1000 \cdot 0,20 \cdot 0,184 = 28,3 \text{ kN}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Sd} - V_{c0}}{0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\text{sen } \alpha + \text{cos } \alpha)} = \frac{73,5 - 28,3}{0,9 \cdot 0,182 \cdot 43,5 \cdot (\text{sen } 90^\circ + \text{cos } 90^\circ)} =$$

$$= 6,39 \text{ cm}^2/m \Rightarrow 2 \text{ ramos} - \phi 8 \text{ c}/15 (6,70 \text{ cm}^2/m)$$

---

---

## 9 VEDAÇÕES

A alvenaria pode ser empregada na confecção de diversos elementos construtivos, tais como paredes, muros, abóbadas, sapatas, etc... (MILITO, 2009). Quando a alvenaria é empregada na construção para resistir cargas, ela é chamada alvenaria resistente, pois, além do peso próprio, ela também deve suportar cargas oriundas das lajes, telhados, entre outros. Caso contrário, quando a alvenaria não é dimensionada para resistir cargas verticais além de seu peso próprio, é denominada alvenaria de vedação (MILITO, 2009). As paredes utilizadas como elemento de vedação devem possuir características técnicas que são:

- Resistência mecânica
- Isolamento térmico e acústico
- Resistência ao fogo
- Estanqueidade
- Durabilidade

O elemento de alvenaria é um produto industrializado e de formato paralelepipedal, podendo ser: cerâmico, solo cimento e concreto (MILITO, 2009). Neste projeto optou-se por especificar para as vedações o uso de blocos de concreto, que são peças retangulares, fabricadas com cimento, areia, pedrisco, pó de pedra e água (MILITO, 2009). São fabricados com uso de presa hidráulica, através da dosagem racional dos componentes. Dependendo do equipamento é possível obter peças – blocos – de grande regularidade, de forma que as faces e arestas apresentem um bom acabamento (MILITO, 2009).

### 9.1 Normatização

Os blocos de concreto empregados na construção devem estar em conformidade com a NBR 5712 (ABNT, 1982) e NBR 6136 (ABNT, 2006).

### 9.2 Vãos em parede de alvenaria

#### 9.2.1 Vergas e contravergas

Na execução das paredes devem ser deixado os vãos de portas e janelas. No caso das portas os vãos são destacados imediatamente na primeira fiada da alvenaria e para as janelas na altura

do peitoril determinado no projeto (MILITO, 2009). Sobre os vãos das esquadrias devem ser construídas vergas, cuja principal função é evitar que as cargas da alvenaria sobrecarregem as esquadrias, provocando deformações excessivas (MILITO, 2009), e na parte inferior da esquadria devem-se construir as contravergas, cuja principal finalidade é distribuir as cargas concentradas que eventualmente sejam apoiadas sobre o parapeito de forma uniforme na alvenaria inferior (MILITO, 2009), conforme mostrado na Figura 78.

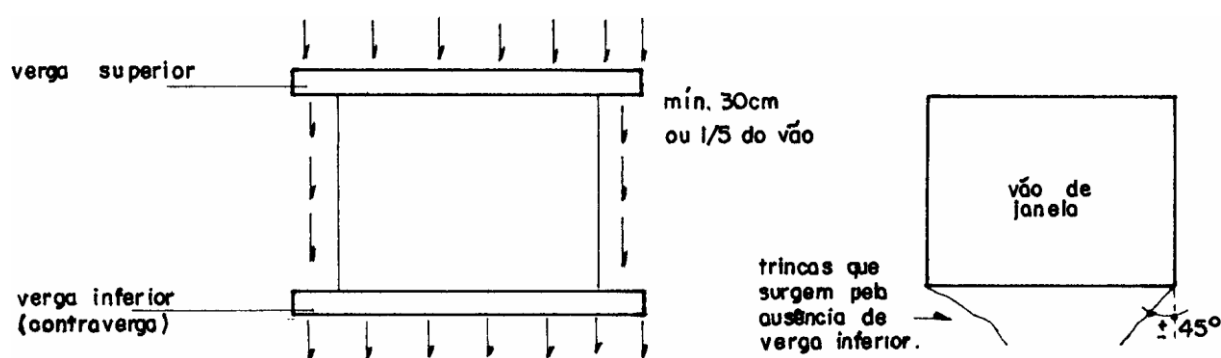


Figura 78 – Ilustração de verga e contraverga

Fonte: Técnicas de Construção Civil, p. 80 (MILITO, 2009)

### 9.2.2 Dimensionamento das vergas

Para a construção de vergas e contravergas utiliza-se o bloco canaleta e aloja-se uma armação no fundo, que varia em função do vão da esquadria. No caso das vergas é necessário um escoramento provisório durante a fase construtiva, conforme mostrado na Figura 79. Neste projeto em particular optou-se por adotar uma armação padrão de  $2\phi 12,5$  para todas as vergas e contravergas.

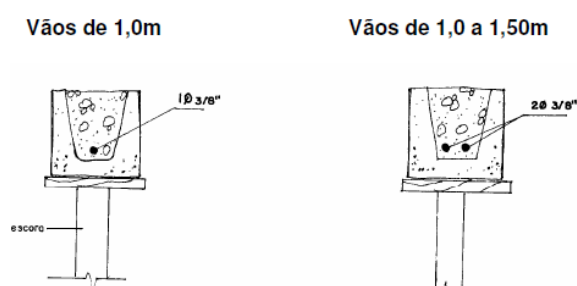


Figura 79 – Método construtivo das vergas

Fonte: Técnicas de Construção Civil, p. 81 (MILITO, 2009)

### 9.3 Fixação das alvenarias de vedação em estruturas de concreto

Quando a alvenaria é executada depois da estrutura, são observadas fissuras na interface alvenaria/estrutura devido à diferença de módulo de elasticidade dos materiais constituintes (MILITO, 2009). No caso do presente projeto a alvenaria deve atuar de forma independente,

---

---

ou seja, não funcionando como travamento para a estrutura, que é considerada pouco deformável. Neste caso, a fixação da alvenaria à estrutura deverá ser fraca.

#### **9.4 Projeto de vedação**

Os desenhos com a planta e elevação da alvenaria encontram-se no APÊNDICE H.

---

---

## 10 SISTEMAS PREDIAIS

Os sistemas prediais são sistemas físicos, integrados a um edifício, que têm por finalidade dar suporte às atividades dos usuários, suprindo-os com os insumos prediais necessários e propiciando os serviços requeridos (OLIVEIRA, 2012). Abrangem uma série de insumos e serviços tais como água fria/quente, energia elétrica, gás, ar condicionado, segurança ao fogo, comunicações, entre outros. Neste capítulo será descrita a metodologia de dimensionamento dos subsistemas de energia elétrica, água fria, esgoto sanitário e águas pluviais deste projeto.

### 10.1 Sistema predial de energia elétrica

De acordo com a NBR 5410 (ABNT, 2004), a determinação da potência de alimentação é essencial para a concepção econômica e segura de uma instalação nos limites adequados de temperatura e de queda de tensão.

#### 10.1.1 Previsão de carga

Conforme a NBR 5140 (ABNT, 2004), na determinação da potência de alimentação de uma instalação ou de parte de uma instalação devem ser computados os equipamentos de utilização a serem alimentados, com suas respectivas potências nominais e, em seguida, consideradas as possibilidades de não-simultaneidade de funcionamento destes equipamentos, bem como capacidade de reserva para futuras ampliações.

A previsão de carga necessária é composta pelo somatório da demanda de 3 parcelas: iluminação, tomadas de uso geral (TUG) e tomada de uso específico (TUE), conforme mostrado nos itens a seguir.

##### 10.1.1.1 Carga de iluminação

Adotou-se o *método dos lúmens* para estimar a carga de iluminação. Por se tratar de um pré-dimensionamento didático, adotou-se por hipótese que todos os pavimentos necessitam de um mesmo nível de iluminância, porém em termos práticos deve-se dividir o cálculo para cada um dos ambientes com as respectivas iluminâncias.

---



---

- Iluminância

A antiga NBR 5113 (ABNT, 1992) determinava que a iluminância – limite da razão do fluxo luminoso recebido pela superfície em torno de um ponto considerado, para a área da superfície quando esta tende para o zero – deve ser medida no campo de trabalho, que, quando não for definido, adota-se como sendo o nível referente a um plano horizontal a 0,75 m do piso. Para um edifício comercial típico adotou-se a recomendação de 500 lux do item 5.3.58 da antiga norma NBR 5413 (ABNT, 1992).

[NBR 5413/1992 – NORMA OBSOLETA – Iluminância de interiores]

5.2.4 Em 5.3, para cada tipo de local ou atividade, três iluminâncias são indicadas, sendo a seleção do valor recomendado feita da seguinte maneira:

5.2.4.1 Das três iluminâncias, considerar o valor do meio, devendo este ser utilizado em todos os casos.

5.2.4.2 O valor mais alto, das três iluminâncias, deve ser utilizado quando:

- a) a tarefa se apresenta com refletâncias e contrastes bastante baixos;
- b) erros são de difícil correção;
- c) o trabalho visual é crítico;
- d) alta produtividade ou precisão são de grande importância;
- e) a capacidade visual do observador está abaixo da média.

Nota: Como exemplo de precisão, pode-se mencionar a leitura simples de um jornal versus a leitura de uma receita médica, sendo a primeira sem importância e a segunda crítica.

5.2.4.3 O valor mais baixo, das três iluminâncias, pode ser usado quando:

- a) refletâncias ou contrastes são relativamente altos;
- b) a velocidade e/ou precisão não são importantes;
- c) a tarefa é executada ocasionalmente.

[...]

#### 5.3.58 Lojas

- vitrinas e balcões (centros comerciais de grandes cidades):

. geral ..... 750 - 1000 - 1500

. iluminação suplementar com fecho concentrado ..... 3000 - 5000 - 7500

- vitrinas e balcões (outros locais fora dos centros comerciais):

. geral ..... 300 - 500 - 750

. iluminação suplementar com fecho concentrado ..... 1000 - 1500 - 2000

- interior de:

. loja de artigos diversos ..... 300 - 500 - 750

. centros comerciais ..... 300 - 500 - 750

. outros locais ..... 300 - 300 - 750

- Determinação do índice local

O índice local relaciona as dimensões do recinto – comprimento e largura – com a altura de montagem da luminária, calculada conforme a fórmula abaixo:

$$h = \text{Pé direito} - h_{\text{trab}} = 2,60 - 0,75 = 1,85 \text{ m}$$

$$k = \frac{a \cdot b}{h(a + b)} = \frac{16,0 \cdot 14,8}{1,85(16,0 + 14,8)} = 4,16$$

- Reflectância do ambiente

O fator de utilização considera a reflectância do ambiente – parede, teto e piso. Deve-se montar um índice composto por 3 números, utilizando como referência a Tabela 19.

**Tabela 19** – Índices para cálculo do fator de utilização

	Branco	Claro	Médio	Escuro
Teto	8	5	3	
Parede	8	5	3	
Piso			3	1

Conforme a especificação do projeto arquitetônico:

- Teto: Claro → 5
- Parede: Médio → 3
- Piso: Médio → 3

O índice é composto concatenando os três números na ordem acima → Índice = 533

- Determinação do coeficiente local

A partir deste último índice, e do índice local (k), determina-se o valor do coeficiente local utilizando a Tabela 20. Para valores intermediários de k, calcula-se o coeficiente local (u) por meio de interpolação.

**Tabela 20** – Valores de coeficiente local ( $\times 10^2$ )

k	883	853	833	553	533	881	831	551	531	331
0,60	73	46	37	44	36	66	36	42	35	35
0,80	82	57	47	54	46	74	45	51	44	44
1,00	91	66	56	62	54	80	53	59	52	51
1,25	98	75	65	70	62	85	61	66	60	59
1,50	103	82	73	76	69	89	67	72	66	65
2,00	109	91	82	84	78	94	75	78	73	72
2,50	114	98	90	90	84	97	81	83	79	77
3,00	117	103	96	95	90	99	86	87	83	82
4,00	120	109	103	100	95	101	91	91	88	86
5,00	122	113	107	103	98	103	93	93	91	89

- $k = 4,00 \rightarrow u = 100 \cdot 10^{-2}$
- $k = 5,00 \rightarrow u = 103 \cdot 10^{-2}$

$$\circ \quad k = 4,16 \rightarrow u = 100,48 \cdot 10^{-2}$$

- Determinação do fator de depreciação

O fator de depreciação (d) considera a perda de eficiência luminosa das luminárias de acordo com o intervalo de manutenção (limpeza) e o tipo de ambiente na qual a lâmpada está em operação. O valor é determinado conforme a Tabela 21.

**Tabela 21** – Valores do fator de depreciação

Classificação do ambiente	Ciclo de manutenção		
	2.500 h	5.000 h	7.500 h
Limpo	0,95	0,91	0,88
Normal	0,91	0,85	0,80
Sujo	0,80	0,66	0,57

Considerando o ambiente normal e com manutenção das lâmpadas a cada 5.000 h obteve-se  $d=0,85$ .

- Cálculo da quantidade de lúmen

$$\phi = \frac{S \cdot E}{u \cdot d} = \frac{579,03 \cdot 500}{1,005 \cdot 0,85} = 338.911 \text{ lm}$$

- Cálculo da potência do sistema de iluminação

Considerando que uma lâmpada fluorescente tem uma eficiência luminosa média de 60 lm/VA, pode-se estimar a potência necessária para iluminar o estabelecimento.

$$P = \frac{\phi}{\eta} = \frac{338.911}{60} = \frac{579,03 \cdot 500}{1,005 \cdot 0,85} = 5.649 \text{ VA}$$

#### 10.1.1.2 Carga de tomada de uso geral (TUG)

- Quantidade de TUG

Será adotado o critério da antiga norma NBR 5410 (ABNT, 1997), uma TUG para cada 3,5 m de perímetro.

$$n = \frac{U}{3,5} = \frac{207,8}{3,5} = 59,4 \rightarrow 60 \text{ TUG}$$

---

---

- Cálculo da potência do sistema de TUG

Adotou-se 100 VA por TUG, calculou-se a potência necessária conforme formulação abaixo:

$$P_{TUG} = 60 \cdot 100 = 6.000 \text{ VA}$$

#### 10.1.1.3 Carga de tomada de uso específico (TUE)

Esta é a parcela mais importante e representativa no dimensionamento do sistema elétrico, corresponde a soma de todos os equipamentos elétricos que serão utilizados dentro do empreendimento, por exemplo, ar condicionado, iluminação de fachada ou de vitrine, computadores, fornos elétricos, entre outros. É necessário um projeto executivo de arquitetura para quantificar corretamente esta parcela. Para fins didáticos adotou-se a potência necessária para as TUE como sendo o mesmo valor das TUG calculado no item 10.1.1.2.

$$P_{TUE} = 6.000 \text{ VA}$$

#### 10.1.1.4 Potência total

A potência total é calculada como a somatória das parcelas, considerando o fator de simultaneidade, que devido ao caráter didático foi considerado igual a 1,0.

$$P_{TOT} = \eta_s \cdot (P_{Iluminação} + P_{TUG}) + P_{TUE} = 1,0 \cdot (5649 + 6000) + 6000 = 17.649 \text{ VA}$$

### 10.1.2 Sistema recomendado

Por determinação da AES Eletropaulo<sup>[49]</sup> – empresa concessionária de energia na cidade de São Paulo – o número de fases para a geração distribuída em baixa tensão deve obedecer a Tabela 22.

---

<sup>49</sup> Ver os requisitos técnicos da Eletropaulo no ANEXO J.

**Tabela 22** – Valores do fator de depreciação

Potência instalada	Forma de conexão
$\leq 20$ kW	Monofásico, bifásico ou trifásico
$> 20$ kW	Trifásico

Como a potência total calculada é próxima de 20 kW (ou VA), recomenda-se adotar o sistema trifásico para alimentação do edifício.

### 10.1.3 Traçado adotado

O detalhamento dos sistema elétrico depende da configuração interna dos equipamentos elétricos – especialmente os de maior potência. Como dispõe-se apenas do projeto básico de arquitetura não existem elementos suficientes para realizar o traçado das instalações elétricas.

## 10.2 Sistema predial de água fria

### 10.2.1 Solução adotada

Foram feitas as seguintes considerações para a escolha do sistema a ser adotado neste projeto:

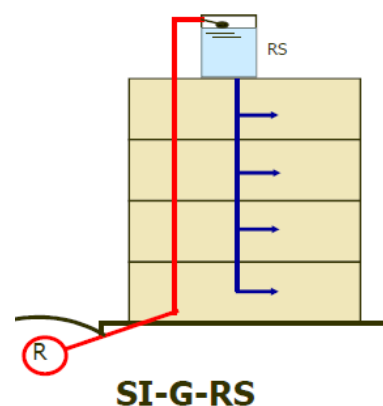
Garantir reserva de água para a edificação → Sistema indireto, na qual a rede de distribuição do edifício é alimentada a partir de um reservatório elevado (OLIVEIRA, 2012).

Considerou-se que a pressão da água disponível na rua é suficiente para alcançar o reservatório superior sem a necessidade de bombas de recalque.

Portanto adotou-se o sistema indireto por gravidade com reservatório superior, conforme esquema mostrado na Figura 80.

### 10.2.2 Traçado adotado

Foram observados os seguintes itens para o traçado da tubulação de água fria:



**Figura 80** – Sistema indireto por gravidade com reservatório superior

**Fonte:** Material de aula de PCC2465 (OLIVEIRA, 2012)

- 
- 
- Compatibilidade com a estrutura do edifício – a tubulação não pode cruzar elementos como vigas e pilares, pois os mesmos não foram projetados para tal situação.
  - Compatibilidade com a alvenaria de bloco vazado – a tubulação deve descer, preferencialmente, pelo furo dos blocos da alvenaria de vedação.
  - Compatibilidade com os demais sistemas prediais – a tubulação de água fria não pode interceptar outras tubulações, por exemplo, esgoto sanitário e drenagem.

Para a visualização da planta e das vistas contendo o traçado adotado para a tubulação de água fria, ver seguintes documentos do APÊNDICE I:

- DE-TF-2013-SPR-AF-0-01-0
- DE-TF-2013-SPR-AF-0-02-0
- DE-TF-2013-SPR-AF-0-03-0

### **10.2.3 Dimensionamento do reservatório superior**

- Cálculo do consumo diário

O consumo diário é estimado da seguinte forma:

$$C_D = C \cdot P$$

Onde:

$C_D$  é o consumo diário total em L/dia

$C$  é o consumo diário per capita em L/dia/pessoa

$P$  é a população do edifício

A estimativa de taxa de população para edifícios comerciais segundo a norma NBR12218 (ABNT, 1994) é dada por 1 pessoa a cada 9 m<sup>2</sup>, porém, esse valor mostrou-se excessivo para as possíveis alternativas de empreendimentos que poderiam se alocar no empreendimento. Calculou-se então o consumo médio diário a partir de uma taxa de população de 1 pessoa para cada 20 m<sup>2</sup> conforme mostrado na Tabela 23.

Tabela 23 – Consumo diário estimado

	Área (m <sup>2</sup> )	Taxa de população	População	C (l/dia/pessoa)	C <sub>D</sub> (l/dia)
<b>Térreo</b>	187,00	0,05	10	50,0	500,0
<b>Mezanino</b>	128,00	0,05	7	50,0	350,0
<b>Escritório</b>	74,50	0,05	4	50,0	200,0
<b>Cobertura</b>	137,90				206,85
				Total	1256,85

Portanto  $C_D = 1.256,85 \text{ l/dia}$

- Cálculo do volume do reservatório

O volume do reservatório é dado pelo consumo diário mais o volume de reserva para falta de água, que no presente projeto será considerado um dia ( $N_D=1,0$ ).

$$V_{Reservatório} = C_D + N_D \cdot C_D = 1256,85 + 1,0 \cdot 1256,85 = 2.513,7 \text{ l}$$

Portanto adotou-se um reservatório com capacidade para 3.000 L<sup>[50]</sup>.

- Disposições construtivas

Adotou-se a torneira de bóia para o controle do nível de água do reservatório superior, conforme disposição da NBR 5626 (ABNT, 1998).

[NBR 5626/1998 – Instalação predial de água fria]

5.2.7 Reservatórios: operação

[...]

5.2.7.2 A torneira de bóia ou outro dispositivo com as mesmas funções deve ser adequadamente instalada no reservatório que ela abastece, de modo a garantir a manutenção dos níveis de água previamente estabelecidos, considerando as faixas de pressão a que estará submetida.

- Tubulação de extravasão

Por definição da NBR 5626 (ABNT, 1998), a tubulação de extravasão é a tubulação destinada a escoar o eventual excesso de água de reservatórios quando for superado o nível de transbordamento. A tubulação de extravasão deve ser projetada de forma a atender o item 5.2.8.1 da NBR 5626 (ABNT, 1998).

[NBR 5626/1998 – Instalação predial de água fria]

<sup>50</sup> Consultar catálogo técnico de caixa de água no ANEXO G.

5.2.8.1 Em todos os reservatórios devem ser instaladas tubulações que atendam às seguintes necessidades:  
a) aviso aos usuários de que a torneira de bóia ou dispositivo de interrupção do abastecimento do reservatório, apresenta falha, ocorrendo, como consequência, a elevação da superfície da água acima do nível máximo previsto;  
[...]

Posicionou-se a saída da tubulação do extravasor da caixa d'água na fachada, pois alocando o ponto de deságue em um local visível, conforme circulado na Figura 81, facilita-se a detecção e a manutenção em caso de quebra da bóia de nível do reservatório superior.

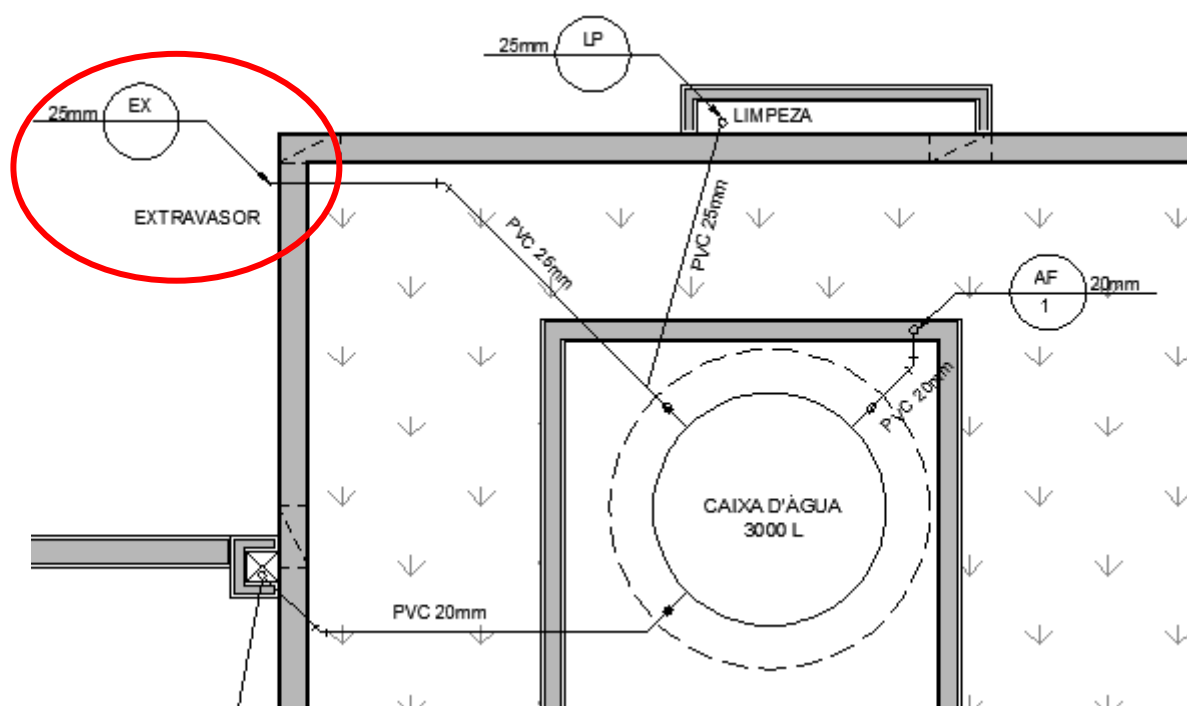


Figura 81 – Detalhe do extravasor

- Tubulação de limpeza

Por definição da NBR 5626 (ABNT, 1998), a tubulação de limpeza é a tubulação destinada ao esvaziamento do reservatório, para permitir sua limpeza e manutenção. A tubulação de limpeza é obrigatória conforme o item 5.2.8.1 da NBR 5626 (ABNT, 1998).

[NBR 5626/1998 – Instalação predial de água fria]

5.2.8.1 Em todos os reservatórios devem ser instaladas tubulações que atendam às seguintes necessidades:  
[...]

c) limpeza do reservatório, para permitir o seu esvaziamento completo, sempre que necessário.

Alocou-se a tubulação de limpeza conforme mostrado na Figura 82.

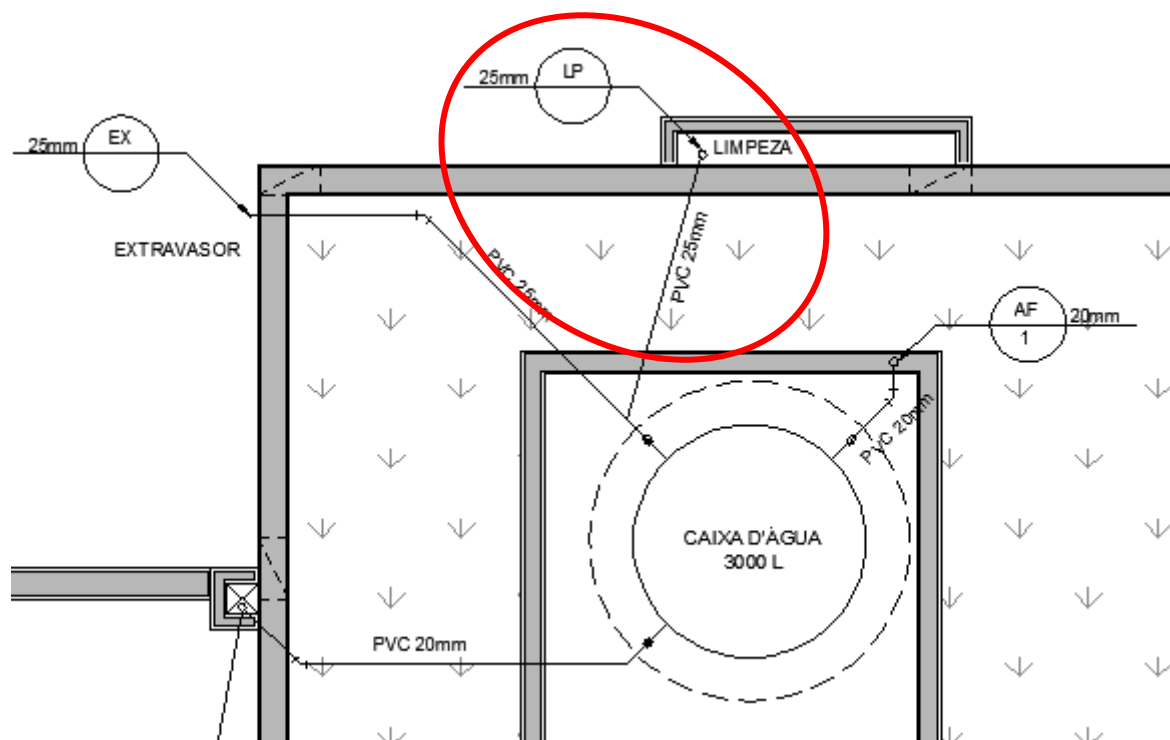


Figura 82 – Detalhe da tubulação de limpeza

#### 10.2.4 Dimensionamento do alimentador predial

Por definição da NBR 5626 (ABNT, 1998), o alimentador predial corresponde a tubulação que liga a fonte de abastecimento a um reservatório de água de uso doméstico. Adotou-se para o dimensionamento o procedimento mostrado por OLIVEIRA (2012).

- Cálculo da vazão

A vazão a ser considerada para o dimensionamento do alimentador predial é obtida a partir do consumo diário (OLIVEIRA, 2012).

$$Q_{AP} \geq \frac{C_D}{86400} = \frac{1.256,85}{86400} = 1,45 \cdot 10^{-2} \text{ l/s}$$

- Cálculo do diâmetro da tubulação do alimentador predial

Pode-se calcular o diâmetro da tubulação do alimentador predial limitando a velocidade do escoamento entre  $0,6 < V_{AP} \leq 1,0 \text{ m/s}$  (OLIVEIRA, 2012).

$$D_{AP} \geq \sqrt{\frac{4 \cdot Q_{AP}}{\pi \cdot V_{AP}}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 1,45 \cdot 10^{-2}}{\pi \cdot 0,6}} = 5,56 \text{ mm}$$

Em catálogos técnicos a denominação usual do tubos é feita utilizando o diâmetro externo, denominado bitola. Os diâmetros comerciais existentes para tubulação de PVC soldável para água fria tem as principais dimensões definidas na Tabela 1 da NBR 5648 (ABNT, 1999).

[NBR 5648/1999 – Sistemas prediais de água fria - Tubos e conexões de PVC 6,3, PN 750 kPa, com junta soldável - Requisitos]

Tabela 1 - Dimensões dos tubos de PVC 6,3, PN 750 kPa

Diâmetro nominal DN	Diâmetro externo DE	Diâmetro externo médio (mm)		Espessura da parede (mm)	
		$d_{em}$	Tolerância	e	Tolerância
15	20	20,0	+ 0,2	1,5	+ 0,3
20	25	25,0		1,7	
25	32	32,0		2,1	+ 0,4
32	40	40,0		2,4	
40	50	50,0		3,0	
50	60	60,0		3,3	+ 0,5
65	75	75,0	+ 0,3	4,2	+ 0,6
75	85	85,0		4,7	
100	110	110,0		6,1	+ 0,8

Portanto adotou-se para alimentador predial o tubo com diâmetro nominal de 15 mm, cujas principais dimensões estão descritas abaixo:

DN = 15 mm      DE = 20 mm      e = 1,5 mm      DI = 17 mm

- Detalhes construtivos

Devem ser observados as seguintes disposições da NBR 5626 (ABNT, 1998):

[NBR 5626/1998 – Instalação predial de água fria]

5.2.3 Alimentador predial

[...]

5.2.3.3 [...]. Tendo em vista a facilidade de operação do reservatório, recomenda-se que um registro de fechamento seja instalado fora dele, para permitir sua manobra sem necessidade de remover a tampa.

## 10.2.5 Dimensionamento do sistema de distribuição

- Modelo de cálculo

Supor o funcionamento simultâneo de todos os pontos que compõem o sistema (vazão máxima de projeto), constitui-se, na maioria dos casos, numa abordagem inadequada (OLIVEIRA, 2012). Por razões de economia, é usual estabelecer como provável uma demanda simultânea de água menor do que a máxima possível (ABNT, 1998). Essa demanda simultânea pode ser estimada tanto pela aplicação da teoria das probabilidades, como a partir da experiência acumulada na observação de instalações similares (ABNT, 1998). Em suma, a

metodologia mais adequada é aquela que incorpora na vazão máxima de projeto, fatores que representem a probabilidade de ocorrência de uso simultâneo de diferentes pontos do sistema (OLIVEIRA, 2012), ou seja, que utilize o conceito de vazão máxima provável. Adotou-se para este projeto o *método dos pesos relativos* para o dimensionamento do sistema de distribuição, conforme procedimento descrito no Anexo A da NBR 5626 (ABNT, 1998).

[NBR 5626/1998 – Instalação predial de água fria]

#### A.1.2 Unidade de carga (pesos relativos)

Os pesos relativos são estabelecidos empiricamente em função da vazão de projeto (ver tabela A.1). A quantidade de cada tipo de peça de utilização alimentada pela tubulação, que está sendo dimensionada, é multiplicada pelos correspondentes pesos relativos e a soma dos valores obtidos nas multiplicações de todos os tipos de peças de utilização constitui a somatória total dos pesos ( $\Sigma P$ ).

Usando a equação apresentada a seguir, esse somatório é convertido na demanda simultânea total do grupo de peças de utilização considerado, que é expressa como uma estimativa da vazão a ser usada no dimensionamento da tubulação. Esse método é válido para instalações destinadas ao uso normal da água e dotadas de aparelhos sanitários e peças de utilização usuais; não se aplica quando o uso é intensivo (como é o caso de cinemas, escolas, quartéis, estádios e outros), onde torna-se necessário estabelecer, para cada caso particular, o padrão de uso e os valores máximos de demanda.

$$Q = 0,3 \Sigma P$$

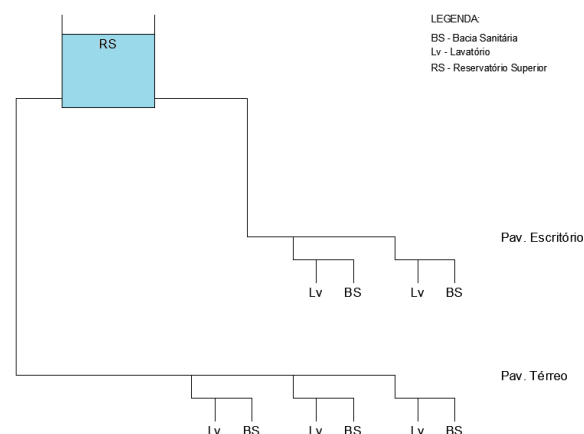
onde:

Q é a vazão estimada na seção considerada, em litros por segundo;

$\Sigma P$  é a soma dos pesos relativos de todas as peças de utilização alimentadas pela tubulação considerada.

- Esquema Vertical

Os principais pontos de consumo de água do edifício são os 5 lavabos, cada um composto por 1 bacia sanitária com caixa de descarga e 1 lavatório com misturador de água fria. Para atender os sistema dividiu-se em duas colunas de distribuição, sendo que uma atenderá os 2 lavabos do escritório e a outra os 3 lavabos do pavimento térreo, conforme mostrado no esquema vertical na Figura 83.



**Figura 83** – Esquema vertical da edificação

- Cálculo da vazão provável das colunas de distribuição

A partir do esquema vertical mostrado, pode-se determinar a demanda nos pontos de consumo para cada uma das colunas de distribuição. Para cálculo da vazão provável das colunas utilizou-se os valores indicado na Tabela A.1 do Anexo A da NBR 5626 (ABNT, 1998).

[NBR 5626/1998 – Instalação predial de água fria]

Tabela A.1 - Pesos relativos nos pontos de utilização identificados em função do aparelho sanitário e da peça de utilização

Aparelho sanitário		Peça de utilização	Vazão de projeto L/s	Peso relativo
Bacia sanitária		Caixa de descarga	0,15	0,3
		Válvula de descarga	1,70	32
Banheira		Misturador (água fria)	0,3	1,0
Bebedouro		Registro de pressão	0,10	0,1
Bidê		Misturador (água fria)	0,10	0,1
Chuveiro ou ducha		Misturador (água fria)	0,20	0,4
Chuveiro elétrico		Registro de pressão	0,10	0,1
Lavadora de pratos ou roupas		Registro de pressão	0,30	1,0
Lavatório		Torneira ou misturador (água fria)	0,15	0,3
Mictório cerâmico	com sifão integrado	Válvula de descarga	0,50	2,8
	sem sifão integrado	Caixa de descarga, registro de pressão ou válvula de descarga para mictório	0,15	0,3
Mictório tipo calha		Caixa de descarga ou registro de pressão	0,15 por metro de calha	0,3
Pia		Torneira ou misturador (água fria)	0,25	0,7
		Torneira elétrica	0,10	0,1
Tanque		Torneira	0,25	0,7
Torneira de jardim ou lavagem em geral		Torneira	0,20	0,4

Adotou-se os seguintes pesos para cada um dos pontos de utilização:

- Bacia sanitária com caixa de descarga → P = 0,3
- Lavatório com torneira (água fria) → P = 0,3

Segue o cálculo da vazão máxima provável de cada uma das colunas de distribuição:

$$\Sigma P_1 = 2 \cdot (0,3 + 0,3) = 1,2$$

$$\Sigma P_2 = 3 \cdot (0,3 + 0,3) = 1,8$$

$$Q_1 = 0,3 \cdot \sqrt{\Sigma P_1} = 0,3 \cdot \sqrt{1,2} = 0,33 \text{ l/s}$$

$$Q_2 = 0,3 \cdot \sqrt{\Sigma P_2} = 0,3 \cdot \sqrt{1,8} = 0,40 \text{ l/s}$$

- Pré dimensionamento da tubulação

O pré-dimensionamento é feito calculando-se o diâmetro interno mínimo da tubulação, conforme a equação:

$$D_{\min} = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V_{\max}}}$$

A velocidade do escoamento é limitada em função do ruído, da possibilidade de corrosão e também para controlar o golpe de aríete (OLIVEIRA, 2012). Limitou-se a velocidade do

escoamento em 3 m/s, conforme indicado no item 5.3.4 e no item C.3.1 do anexo C da NBR 5626 (ABNT, 1998).

[NBR 5626/1998 – Instalação predial de água fria]

5.3.4 Velocidade máxima da água

As tubulações devem ser dimensionadas de modo que a velocidade da água, em qualquer trecho de tubulação, não atinja valores superiores a 3 m/s.

[NBR 5626/1998 – Instalação predial de água fria]

C.3 Ruído de escoamento

C.3.1 Tubulação

O ruído proveniente de tubulação é gerado quando suas paredes sofrem vibração pela ação do escoamento da água. O ruído de escoamento de fato não é significativo para velocidade média da água inferior a 3 m/s (ver 5.3.4).

Segue abaixo cálculo do pré-dimensionamento de cada uma das colunas de distribuição:

$$D_{1,min} = \sqrt{\frac{4 \cdot Q_1}{\pi \cdot V_{máx}}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,33 \cdot 10^{-3}}{\pi \cdot 3,0}} = 13 \text{ mm} \quad D_{2,min} = \sqrt{\frac{4 \cdot Q_2}{\pi \cdot V_{máx}}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,40 \cdot 10^{-3}}{\pi \cdot 3,0}} = 14 \text{ mm}$$

Portanto adotou-se para ambas as colunas de distribuição o tubo com diâmetro nominal de 15 mm, cujas principais dimensões estão descritas abaixo:

$$DN = 15 \text{ mm} \quad DE = 20 \text{ mm} \quad e = 1,5 \text{ mm} \quad DI = 17 \text{ mm}$$

- Verificação da pressão dinâmica mínima

Deve-se realizar a verificação das pressões mínimas necessárias ao longo do sistema predial de água fria, em especial àquelas referentes aos pontos de utilização. Evidentemente, a geometria da instalação determina a configuração crítica a ser verificada. De acordo com a NBR 5626 (ABNT, 1998), em condições dinâmicas (com escoamento), deve-se garantir um mínimo de pressão de água nos pontos de utilização afim de a garantir a vazão de projeto, o bom funcionamento da peça de utilização/aparelho sanitário. A pressão dinâmica disponível a jusante em um trecho qualquer é obtida através da seguinte expressão, conforme mostrado por OLIVEIRA (2012):

$$P_{jusante} = P_{montante} \pm \text{Desnível} - \text{Perda de carga}$$

No caso do presente projeto devem ser verificados dois pontos: o lavabo do escritório e o lavabo do térreo. A seguir será mostrado o cálculo da perda de carga para ponto crítico do sistema que é o lavabo do escritório:

A perda de carga ao longo de um tubo depende do comprimento, diâmetro interno, da rugosidade da superfície interna e da vazão. Para estimar a perda de carga nos trechos retos de tubos, utilizaram-se as expressões de *Fair-Whipple-Hsiao*, conforme recomendação do item A.2.1 do Anexo A da NBR 5626 (ABNT, 1998).

[NBR 5626/1998 – Instalação predial de água fria]

#### A.2.1 Tubos

[...] Para calcular o valor da perda de carga nos tubos, recomenda-se utilizar a equação universal, obtendo-se os valores das rugosidades junto aos fabricantes dos tubos. Na falta dessa informação, podem ser utilizadas as expressões de *Fair-Whipple-Hsiao* indicadas a seguir.

[...]

Para tubos lisos (tubos de plástico, cobre ou liga de cobre):

$$J = 8,69 \times 10^6 \times Q^{1,75} \times d^{-4,75}$$

onde:

J é a perda de carga unitária, em quilopascals por metro;

Q é a vazão estimada na seção considerada, em litros por segundo;

d é o diâmetro interno do tubo, em milímetros.

A NBR 5626 (ABNT, 1998), estipula que a perda de carga nas conexões que ligam os tubos, formando as tubulações, sejam expressas em termos de comprimentos equivalentes desses tubos. Para tubulação de PVC, o valor de comprimento equivalente para cada tipo de conexão em função do diâmetro nominal é definido na Tabela A.3 do Anexo A da NBR 5626 (ABNT, 1998).

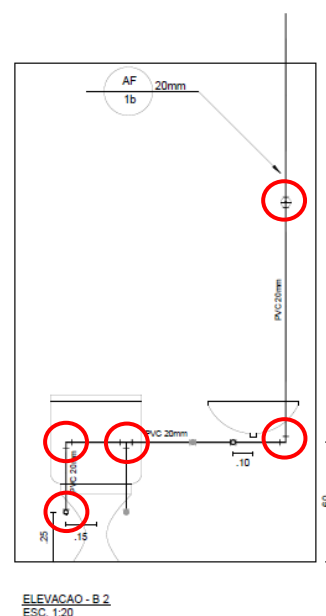
[NBR 5626/1998 – Instalação predial de água fria]

Tabela A.3 - Perda de carga em conexões - Comprimento equivalente para tubo liso (tubo de plástico, cobre ou liga de cobre)

Diâmetro nominal (DN)	Tipo de conexão					
	Cotovelo 90°	Cotovelo 45°	Curva 90°	Curva 45°	Tê de passagem direta	Tê de passagem lateral
15	1,1	0,4	0,4	0,2	0,7	2,3
20	1,2	0,5	0,5	0,3	0,8	2,4
25	1,5	0,7	0,6	0,4	0,9	3,1
32	2,0	1,0	0,7	0,5	1,5	4,6
40	3,2	1,0	1,2	0,6	2,2	7,3
50	3,4	1,3	1,3	0,7	2,3	7,6
65	3,7	1,7	1,4	0,8	2,4	7,8
80	3,9	1,8	1,5	0,9	2,5	8,0
100	4,3	1,9	1,6	1,0	2,6	8,3
125	4,9	2,4	1,9	1,1	3,3	10,0
150	5,4	2,6	2,1	1,2	3,8	11,1

A partir do traçado adotado, deve-se levantar o percurso da água desde o reservatório superior até o ponto de consumo. Incluindo as singularidades como os trechos de mudança de direção, registros, entre outros, conforme mostrado na Figura 84.

Segue abaixo na Tabela 24 o cálculo da perda de carga para o ponto mais desfavorável no lavatório do escritório.



**Figura 84** – Pontos de singularidade no traçado

**Tabela 24** – Cálculo da perda de carga para a posição mais crítica do lavatório do escritório

	Trecho	Peso	$Q_p$	$D_{int}$	$V$	$L_{real}$	$L_e$	$L_v$	$J$	$\Delta H$
			L/s	mm	m/s	m	m	m	m/m	mca
1	Reto	1,2	0,329	17	1,45	0,10		0,10	0,1734	0,0173
2	Registro	1,2	0,329	17	1,45		1,2	1,20	0,1734	0,2081
3	Reto	1,2	0,329	17	1,45	0,10		0,10	0,1734	0,0173
4	Joelho de 90°	1,2	0,329	17	1,45		1,2	1,20	0,1734	0,2081
5	Reto	1,2	0,329	17	1,45	1,35		1,35	0,1734	0,2341
6	Joelho de 90°	1,2	0,329	17	1,45		1,2	1,20	0,1734	0,2081
7	Reto	1,2	0,329	17	1,45	0,25		0,25	0,1734	0,0425
8	Joelho de 45°	1,2	0,329	17	1,45		0,5	0,50	0,1734	0,0867
9	Reto	1,2	0,329	17	1,45	0,23		0,23	0,1734	0,0390
10	Joelho de 90°	1,2	0,329	17	1,45		1,2	1,20	0,1734	0,2081
11	Reto	1,2	0,329	17	1,45	0,95		0,95	0,1734	0,1647
12	Registro gaveta com canopla	1,2	0,329	17	1,45		0,2	0,20	0,1734	0,0347
13	Reto	1,2	0,329	17	1,45	1,20		1,20	0,1734	0,2081
14	Joelho de 90°	1,2	0,329	17	1,45		1,2	1,20	0,1734	0,2081
15	Reto	1,2	0,329	17	1,45	0,26		0,26	0,1734	0,0456
16	Tê de passagem direta	1,2	0,329	17	1,45		0,8	0,80	0,1734	0,1387
17	Reto	0,9	0,285	17	1,25	0,20		0,20	0,1348	0,0270
18	Tê passagem lateral	0,9	0,285	17	1,25		2,4	2,40	0,1348	0,3235
<b>SOMA:</b>										<b>2,4196</b>

Perda de carga  $\Rightarrow \Delta H = 2,42 \text{ mca}$

Sabendo que a pressão disponível na situação mais desfavorável corresponde ao desnível geométrico entre a cota inferior do reservatório e o ponto de consumo, calculou-se a pressão residual, conforme equação abaixo:

$$P_{residual} = P_{disponível} - \Delta H = (799,50 - 795,75) - 2,42 = 1,33 \text{ mca}$$

O traçado atende a pressão dinâmica mínima maior ou igual a 1 mca, conforme indicado no item 5.3.5.1 da NBR 5626 (ABNT, 1998).

[NBR 5626/1998 – Instalação predial de água fria]

5.3.5.1 [...] Em qualquer caso, a pressão não deve ser inferior a 10 kPa, com exceção do ponto da caixa de descarga onde a pressão pode ser menor do que este valor, até um mínimo de 5 kPa, e do ponto da válvula de descarga para bacia sanitária onde a pressão não deve ser inferior a 15 kPa.

$$P_{dinâmica} = 1,33 \text{ mca} \geq P_{dinâmica,mín} = 1,0 \text{ mca} \Rightarrow \text{OK!}$$

- Verificação da pressão estática máxima

Deve-se limitar a pressão estática máxima em 40 mca (400 kPa), de acordo com o item 5.3.5.3 da NBR 5626 (ABNT, 1998).

[NBR 5626/1998 – Instalação predial de água fria]

5.3.5.3 Em condições estáticas (sem escoamento), a pressão da água em qualquer ponto de utilização da rede predial de distribuição não deve ser superior a 400 kPa.

No caso do presente projeto, como a edificação tem 13,4 m de altura não é necessário fazer essa verificação pois a pressão estática máxima possível é limitada fisicamente em 13,4 mca, portanto, inferior ao limite de 40 mca estipulado pela NBR 5626 (ABNT, 1998).

$$P_{estática} = 13,4 \text{ mca} \leq P_{estática,máx} = 40,0 \text{ mca} \Rightarrow \text{OK!}$$

### **10.3 Sistema de esgoto sanitário**

Segundo a NBR 6160 (ABNT, 1999), o sistema predial de esgoto sanitário tem por funções básicas coletar e conduzir os despejos provenientes do uso adequado dos aparelhos sanitários a um destino apropriado. Deve-se projetar o sistema de forma a cumprir todos os requisitos do item 4.1.3 da NBR 8160 (ABNT, 1999), afim de atender às exigências mínimas quanto à higiene, segurança e conforto dos usuários.

[NBR 8160/1999 – Sistemas prediais de esgoto sanitário - Projeto e execução]

---

---

4.1.3 O sistema predial de esgoto sanitário deve ser projetado de modo a:

- a) evitar a contaminação da água, de forma a garantir a sua qualidade de consumo, tanto no interior dos sistemas de suprimento e de equipamentos sanitários, como nos ambientes receptores;
- b) permitir o rápido escoamento da água utilizada e dos despejos introduzidos, evitando a ocorrência de vazamentos e a formação de depósitos no interior das tubulações;
- c) impedir que os gases provenientes do interior do sistema predial de esgoto sanitário atinjam áreas de utilização;
- d) impossibilitar o acesso de corpos estranhos ao interior do sistema;
- e) permitir que os seus componentes sejam facilmente inspecionáveis;
- f) impossibilitar o acesso de esgoto ao subsistema de ventilação;
- g) permitir a fixação dos aparelhos sanitários somente por dispositivos que facilitem a sua remoção para eventuais manutenções.

Pode-se dividir o sistema predial de esgoto sanitário em três principais trechos, conforme OLIVEIRA (2012):

- Tubulações de esgoto primário – Acesso a gases provenientes do coletor público ou dispositivos de tratamento.
- Tubulações de esgoto secundário – Protegidas por desconectores dos gases provenientes das tubulações primárias.
- Tubulações de ventilação – Proteção dos fechos hídricos dos desconectores.

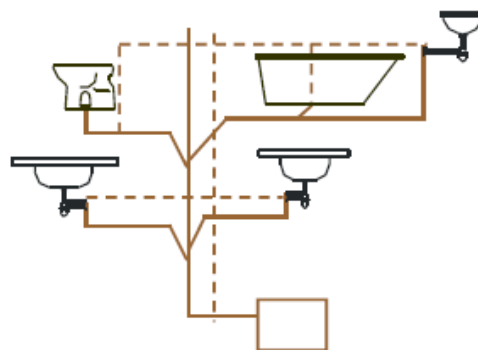
### 10.3.1 Solução adotada

Adotou-se o sistema com um tubo de queda totalmente ventilado, conforme mostrado na Figura 85.

Concebeu-se o sistema predial de esgoto sanitário em dois módulos:

- Módulo 01 – atende os lavatórios B1 e B2 do pavimento do escritório.
- Módulo 02 – atende os lavatórios B3, B4 e B5 do pavimento térreo.

### 3. Sistema com um tubo de queda - totalmente ventilado



**Figura 85** – Sistema com um tubo de queda totalmente ventilado

**Fonte:** Material de aula de PCC2465 (OLIVEIRA, 2012)

### 10.3.2 Modelo de cálculo

Para o dimensionamento da tubulação de esgoto sanitário utilizou-se o *método das unidades de Hunter de contribuição*, conforme procedimento descrito na NBR 8160 (ABNT, 1999). A seguir serão apresentados as principais tabelas retiradas da NBR 8160 (ABNT, 1999) necessárias para o dimensionamento.

Utilizou-se para a determinação das unidades de Hunter de contribuição – UHC – de cada tipo de aparelho sanitário os valores apresentados na Tabela 3 da NBR 8160 (ABNT, 1999).

[NBR 8160/1999 – Sistemas prediais de esgoto sanitário - Projeto e execução]

Tabela 3 - Unidades de Hunter de contribuição dos aparelhos sanitários e diâmetro nominal mínimo dos ramais de descarga

Aparelho sanitário		Número de Unidades de Hunter de Contribuição	Diâmetro nominal mínimo do ramal de descarga (DN)
Bacia sanitária		6	100 <sup>1)</sup>
Banheira de residência		2	40
Bebedouro		0,5	40
Bidê		1	40
Chuveiro	De residência	2	40
	Coletivo	4	40
Lavatório	De residência	1	40
	De uso geral	2	40
Mictório	Válvula de descarga	6	75
	Caixa de descarga	5	50
	Descarga automática	2	40
	De calha	2 <sup>2)</sup>	50
Pia de cozinha residencial		3	50
Pia de cozinha industrial	Preparação	3	50
	Lavagem de panelas	4	40
Tanque de lavar roupas		3	40
Máquina de lavar louças		2	50 <sup>3)</sup>
Máquina de lavar roupas		3	50 <sup>3)</sup>

<sup>1)</sup> O diâmetro nominal DN mínimo para o ramal de descarga de bacia sanitária pode ser reduzido para DN 75, caso justificado pelo cálculo de dimensionamento efetuado pelo método hidráulico apresentado no anexo B e somente depois da revisão da NBR 6452:1985 (aparelhos sanitários de material cerâmico), pela qual os fabricantes devem confeccionar variantes das bacias sanitárias com saída própria para ponto de esgoto de DN 75, sem necessidade de peça especial de adaptação.

<sup>2)</sup> Por metro de calha - considerar como ramal de esgoto (ver tabela 5).

<sup>3)</sup> Devem ser consideradas as recomendações dos fabricantes.

Para dimensionamento do diâmetro da tubulação dos ramais de esgoto utiliza-se a Tabela 5 da NBR 8160 (ABNT, 1999).

[NBR 8160/1999 – Sistemas prediais de esgoto sanitário - Projeto e execução]

Tabela 5 - Dimensionamento de ramais de esgoto

Diâmetro nominal mínimo do tubo (DN)	Número máximo de unidades de Hunter de contribuição (UHC)
40	3
50	6
75	10
100	160

### 10.3.3 Disposições construtivas

- Declividade mínima

Conforme a NBR 8160 (ABNT, 1999), todos os trechos horizontais previstos no sistema de coleta e transporte de esgoto sanitário devem possibilitar o escoamento dos efluentes por

---

---

gravidade. Afim de garantir o escoamento, deve-se respeitar a declividade mínima conforme item 4.2.3.2 da NBR 8160 (ABNT, 1999).

[NBR 8160/1999 – Sistemas prediais de esgoto sanitário - Projeto e execução]

4.2.3.2 Recomendam-se as seguintes declividades mínimas:

- a) 2% para tubulações com diâmetro nominal igual ou inferior a 75;
- b) 1% para tubulações com diâmetro nominal igual ou superior a 100.

- Desconectores

Por definição da NBR 8160 (ABNT, 1999), um desconector é um dispositivo provido de fecho hídrico, destinado a vedar a passagem de gases no sentido oposto ao deslocamento do esgoto. Segundo o item 4.2.2.1 da NBR 8160 (ABNT, 1999), deve-se proteger todos os aparelhos sanitários utilizando, por exemplo, caixa sifonada.

[NBR 8160/1999 – Sistemas prediais de esgoto sanitário - Projeto e execução]

4.2.2 Desconectores

4.2.2.1 Todos os aparelhos sanitários devem ser protegidos por desconectores.

NOTA - Os desconectores podem atender a um aparelho ou a um conjunto de aparelhos de uma mesma unidade autônoma.

- Caixa de inspeção

A caixa de inspeção, conforme NBR 8160 (ABNT, 1999), tem por finalidade permitir a inspeção, limpeza, desobstrução, junção, mudanças de declividade e/ou direção das tubulações. Deve respeitar o critérios dispostos no item 5.1.5.3 da NBR 8160 (ABNT, 1999).

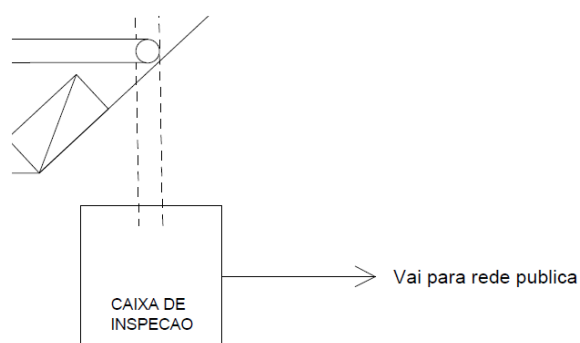
[NBR 8160/1999 – Sistemas prediais de esgoto sanitário - Projeto e execução]

5.1.5.3 Dispositivos de inspeção

As caixas de inspeção devem ter:

- a) profundidade máxima de 1,00 m;
- b) forma prismática, de base quadrada ou retangular, de lado interno mínimo de 0,60 m, ou cilíndrica com diâmetro mínimo igual a 0,60 m;
- c) tampa facilmente removível, permitindo perfeita vedação;
- d) fundo construído de modo a assegurar rápido escoamento e evitar formação de depósitos.

Conforme mostrado na Figura 86, deve possuir as dimensões internas de 60 cm x 60 cm com altura mínima de 40 cm.



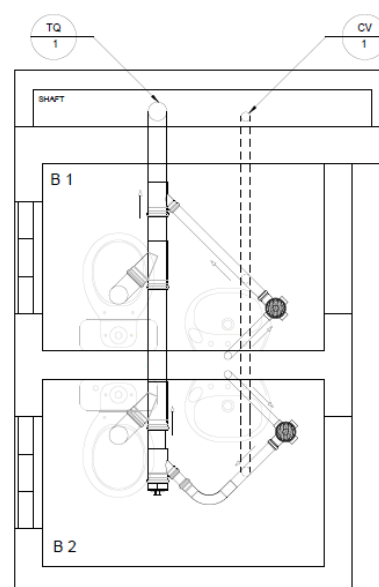
**Figura 86** – Caixa de inspeção

### 10.3.4 Traçado adotado

Para a visualização da planta e das vistas contendo o traçado adotado para a tubulação de esgoto sanitário, ver o documento DE-TF-2013-SPR-ES-0-01-0 do APÊNDICE I.

### 10.3.5 Dimensionamento do Módulo 01

A seguir será mostrado o procedimento adotado para dimensionamento do sistema predial de esgoto sanitário, utilizando como exemplo os lavatórios B1 e B2 localizados no pavimento do escritório, ambos pertencentes ao Módulo 01. O dimensionamento consiste em determinar o diâmetro e a inclinação da tubulação conforme o traçado mostrado na Figura 87.

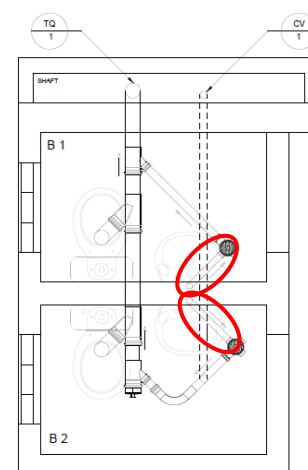


**Figura 87** – Detalhe da instalação do Módulo 01

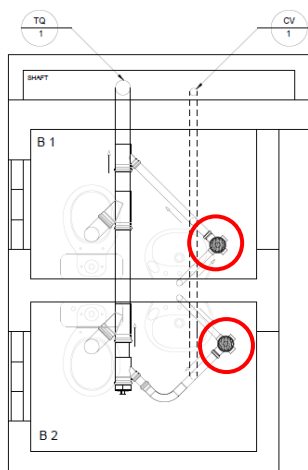
### 10.3.5.1 Dimensionamento do ramal de descarga do lavatório

O ramal de descarga do lavatório corresponde ao trecho entre o lavatório e o ralo sifonado mostrado circulado em vermelho na Figura 88. Dimensionou-se o trecho conforme Tabela 3 da NBR 8160 (ABNT, 1999).

- Lavatório = 1UHC
- Diâmetro da tubulação = DN 40
- Declividade mínima = 2%



**Figura 88** – Ramal de descarga do lavatório



**Figura 89** – Ralo sifonado

### 10.3.5.2 Dimensionamento do ralo sifonado

Cada ralo sifonado circulado em vermelho na Figura 89, recebe 1 UHC, portanto adotou-se o DN 100 respeitando o item 5.1.1.2 da NBR 8160 (ABNT, 1999).

[NBR 8160/1999 – Sistemas prediais de esgoto sanitário - Projeto e execução]

5.1.1.2 As caixas sifonadas devem ter as seguintes características mínimas:

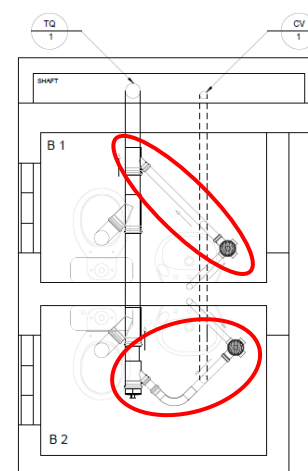
a) ser de DN 100, quando receberem efluentes de aparelhos sanitários até o limite de 6 UHC;

[...]

### 10.3.5.3 Dimensionamento do trecho A do ramal de esgoto

O trecho A do ramal de esgoto, circulado em vermelho na Figura 90, adotou-se o diâmetro DN 50 correspondente a saída do ralo sifonado encontrado em catálogo técnico\*.

- Trecho A = 1 UHC
- Diâmetro da tubulação = DN 50
- Declividade mínima = 2%



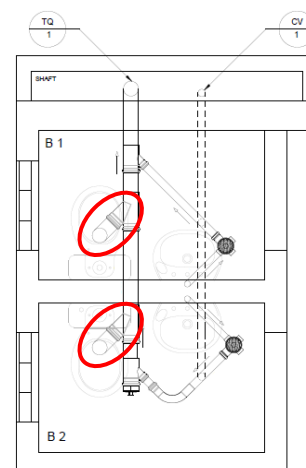
**Figura 90** – Trecho A do ramal de esgoto

\*Nota: Ver catálogo técnico de ralo sifonado no ANEXO K.

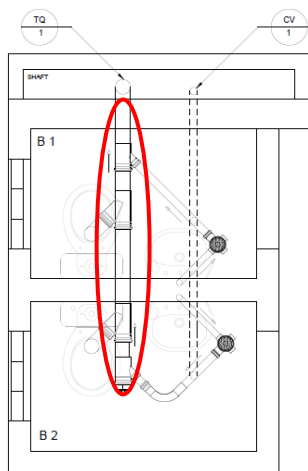
#### 10.3.5.4 Dimensionamento do trecho B do ramal de esgoto

O trecho B do ramal de esgoto corresponde ao trecho circulado em vermelho na Figura 91. Dimensionou-se o trecho conforme Tabela 3 da NBR 8160 (ABNT, 1999).

- Bacia sanitária = 6 UHC
- Diâmetro da tubulação = DN 100
- Inclinação mínima = 1%



**Figura 91** – Trecho B do ramal de esgoto



**Figura 92** – Trecho C do ramal de esgoto

#### 10.3.5.5 Dimensionamento do trecho C do ramal de esgoto

O trecho B do ramal de esgoto corresponde ao trecho circulado em vermelho na Figura 92. O dimensionamento do trecho conforme a Tabela 5 da NBR 8160 (ABNT, 1999) resulta em DN 75, entretanto prevalece o DN 100 oriundo do trecho B do ramal de esgoto a montante do trecho dimensionado.

- Trecho A + Trecho B = 14 UHC → DN 75
- Diâmetro adotado para a tubulação = DN 100
- Inclinação mínima = 1%

#### 10.3.5.6 Dimensionamento do tubo de queda

O tubo de queda, por definição da NBR 8160 (ABNT, 1999), é uma tubulação vertical que recebe efluentes de subcoletores, ramais de esgoto e ramais de descarga. Dimensiona-se o diâmetro do tubo de queda utilizando a Tabela 6 da NBR 8160 (ABNT, 1999).

Diâmetro nominal do tubo DN	Número máximo de unidades de Hunter de contribuição	
	Prédio de até três pavimentos	Prédio com mais de três pavimentos
40	4	8
50	10	24
75	30	70
100	240	500
150	960	1900
200	2200	3600
250	3800	5600
300	6000	8400

O dimensionamento do tubo de queda conforme a Tabela 6 da NBR 8160 (ABNT, 1999) resulta em DN 75, entretanto prevalece o DN 100 oriundo do trecho C do ramal de esgoto a montante do tubo de queda dimensionado.

- Trecho C = 14 UHC → DN 75
- Diâmetro adotado para a tubulação = DN 100

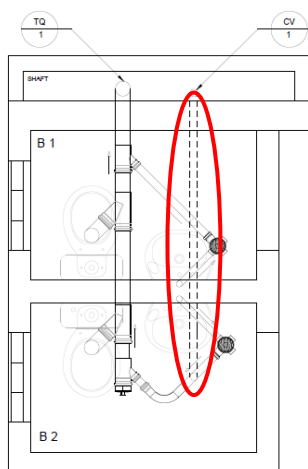
#### 10.3.5.7 Dimensionamento do ramal de ventilação

O ramal de ventilação, por definição da NBR 8160 (ABNT, 1999), corresponde ao tubo ventilador que interliga o desconector, ou ramal de descarga, ou ramal de esgoto de um ou mais aparelhos sanitários a uma coluna de ventilação ou a um tubo ventilador primário. Deve-se dimensionar o diâmetro do ramal de ventilação utilizando a Tabela 8 da NBR 8160 (ABNT, 1999).

[NBR 8160/1999 – Sistemas prediais de esgoto sanitário - Projeto e execução]

Tabela 8 - Dimensionamento de ramais de ventilação

Grupo de aparelhos sem bacias sanitárias		Grupo de aparelhos com bacias sanitárias	
Número de unidades de Hunter de contribuição	Diâmetro nominal do ramal de ventilação	Número de unidades de Hunter de contribuição	Diâmetro nominal do ramal de ventilação
Até 12	40	Até 17	50
13 a 18	50	18 a 60	75
19 a 36	75	-	-



**Figura 93** – Ramal de ventilação

O ramal de ventilação, circulado em vermelho na Figura 93, foi dimensionado conforme a Tabela 8 da NBR 8160 (ABNT, 1999) resultando em DN 50.

- o Trecho C = 14 UHC, ligado a grupo de aparelho com bacia sanitária → DN 50

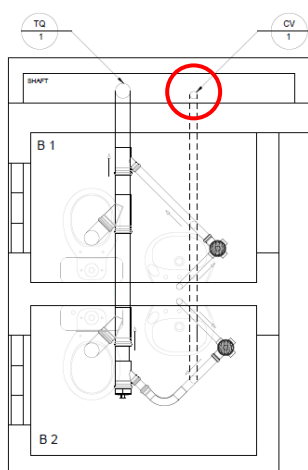
### 10.3.5.8 Dimensionamento da coluna de ventilação

A coluna de ventilação, por definição da NBR 8160 (ABNT, 1999), é um tubo ventilador vertical que se prolonga através de um ou mais andares e cuja extremidade superior é aberta à atmosfera, ou ligada a tubo ventilador primário ou a barrilete de ventilação. Deve ser dimensionado de acordo com a Tabela 2 da NBR 8160 (ABNT, 1999).

[NBR 8160/1999 – Sistemas prediais de esgoto sanitário - Projeto e execução]

Tabela 2 - Dimensionamento de colunas e barriletes de ventilação

Diâmetro nominal do tubo de queda ou do ramal de esgoto DN	Número de unidades de Hunter de contribuição	Diâmetro nominal mínimo do tubo de ventilação					
		40	50	75	100	150	200
		Comprimento permitido (m)					
40	8	46	-	-	-	-	-
40	10	30	-	-	-	-	-
50	12	23	61	-	-	-	-
50	20	15	46	-	-	-	-
75	10	13	46	317	-	-	-
75	21	10	33	247	-	-	-
75	53	8	29	207	-	-	-
75	102	8	26	189	-	-	-
100	43	-	11	76	299	-	-
100	140	-	8	61	229	-	-
100	320	-	7	52	195	-	-
100	530	-	6	46	177	-	-
150	500	-	-	10	40	305	-
150	1100	-	-	8	31	238	-
150	2000	-	-	7	26	201	-
150	2900	-	-	6	23	183	-
200	1800	-	-	-	10	73	286
200	3400	-	-	-	7	57	219
200	5600	-	-	-	6	49	186
200	7600	-	-	-	5	43	171



**Figura 94** – Coluna de ventilação

O dimensionamento da coluna de ventilação, circulado em vermelho na Figura 94, conforme a Tabela 2 da NBR 8160 (ABNT, 1999) resulta em DN 40, entretanto prevalece o DN 50 oriundo do ramal de ventilação a montante do trecho dimensionado.

- Trecho C = 14 UHC e comprimento inferior a 15 m → DN 40
- Diâmetro adotado para a coluna de ventilação = DN 50

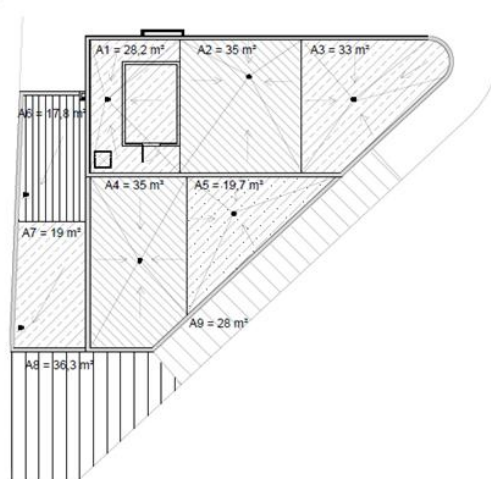
#### 10.4 Sistema predial de água pluvial

Conforme a NBR 10844 (ABNT, 1989), as instalações de drenagem do sistema predial de água pluvial devem ser projetadas visando a garantir níveis aceitáveis de funcionalidade, segurança, higiene, conforto, durabilidade e economia.

##### 10.4.1 Solução adotada

Dividiu-se o edifício em 7 pontos para a coleta de água da chuva, conforme as áreas mostradas na Figura 95. Foram drenados no edifício 3 níveis distintos:

- Cobertura – Formado pelas áreas A1, A2 e A3
- Escritório – Formado pelas áreas A4 e A5
- Mezanino – Formado pelas áreas A6 e A7



**Figura 95** – Áreas de contribuição

Para a drenagem no nível do subsolo adotou-se uma canaleta em concreto em torno do perímetro da edificação.

- Subsolo – Formado pelas áreas A8 e A9

### 10.4.2 Modelo de cálculo

Para a dimensionamento dos componentes do sistema predial de águas pluviais adotou-se a metodologia descrita na NBR 10884 (ABNT, 1989). A seguir será apresentado o dimensionamento da tubulação de drenagem da área A2, representado em vermelho na Figura 96.

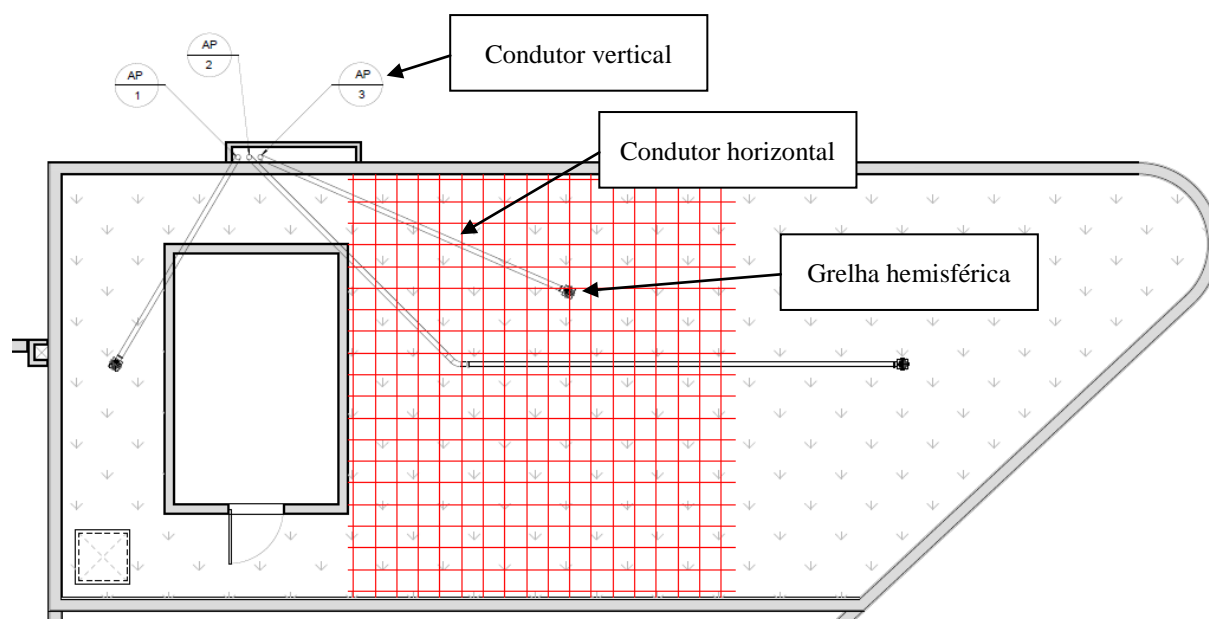


Figura 96 – Drenagem da área A2 da cobertura

### 10.4.3 Intensidade pluviométrica

Segundo a NBR 10844 (ABNT, 1989), a determinação da intensidade pluviométrica para fins de projeto deve ser feita a partir da fixação de valores adequados tomando-se como base os dados pluviométricos locais. Na Tabela 25 encontram-se transcritos os valores de intensidade pluviométrica para diferentes períodos de retorno para a cidade de São Paulo, conforme o Anexo da NBR 10844 (ABNT, 1989).

Tabela 25 – Valores de precipitação para São Paulo

Tempo de retorno (anos)	Precipitações (mm/h)
1	122
5	172
25	208

Para a cobertura adotou-se o período de retorno de 5 anos, conforme o item 5.1.2 da NBR 10844 (ABNT, 1989).

5.1.2 O período de retorno deve ser fixado segundo as características da área a ser drenada, obedecendo ao estabelecido a seguir:

T = 1 ano, para áreas pavimentadas, onde empoçamentos possam ser tolerados;

T = 5 anos, para coberturas e/ou terraços;

T = 25 anos, para coberturas e áreas onde empoçamento ou extravasamento não possa ser tolerado.

Portanto adotou-se para a intensidade pluviométrica o valor de  $i = 172 \text{ mm/h}$ .

#### 10.4.4 Ação dos ventos

Conforme mostrado na figura 1 da NBR 10844 (ABNT, 1989), a ação dos ventos deve considerada através da adoção de um ângulo de inclinação da chuva em relação à horizontal.

[NBR 10844/1989 – Instalações prediais de águas pluviais]

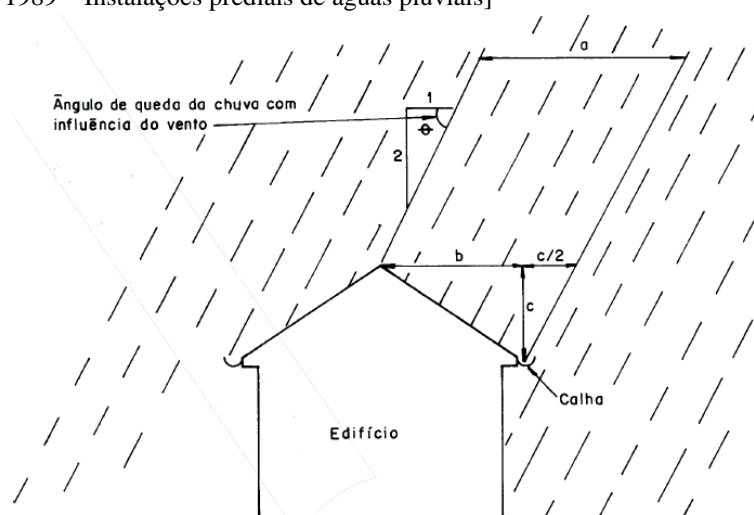
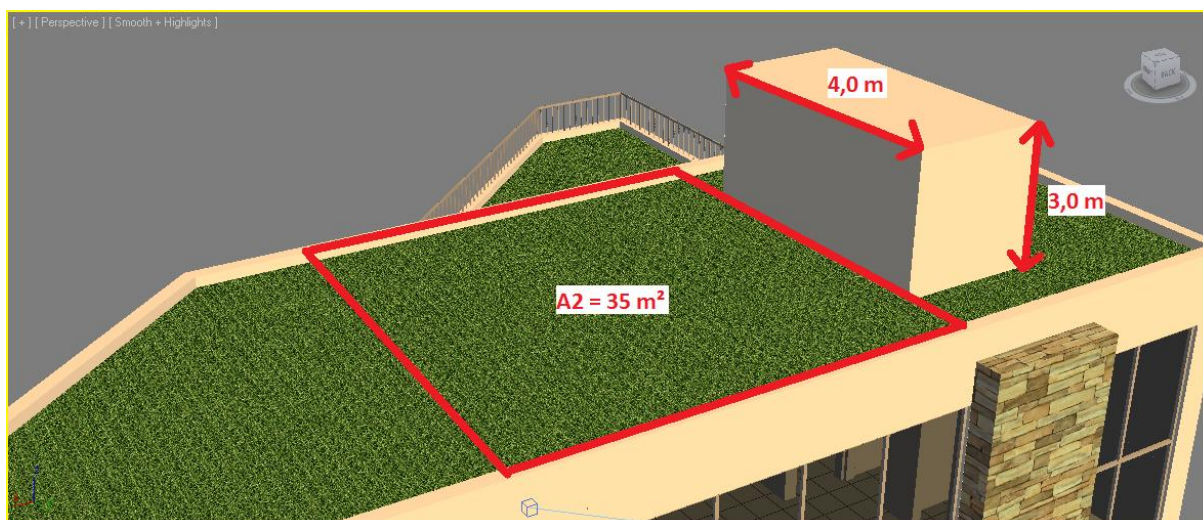


Figura 1 - Influência do vento na inclinação da chuva

Para o cálculo da quantidade de chuva a ser interceptada pelas superfícies inclinadas ou verticais, deve-se impor que o vento sopra na direção que ocasionar maior quantidade de chuva interceptada.

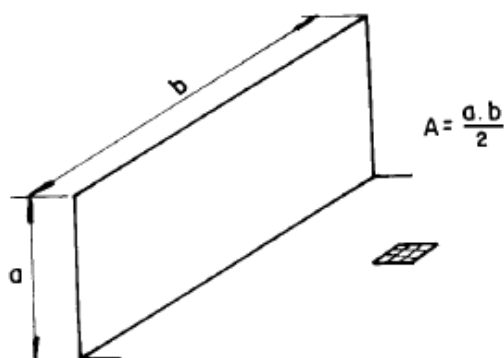
#### 10.4.5 Área de contribuição

Conforme estipulado pela NBR 10844 (ABNT, 1989), o cálculo da área de contribuição, deve considerar os incrementos devidos à inclinação da cobertura a situação mais desfavorável, que no caso do dimensionamento da área A2 corresponde ao vento incidindo na parede do ático, conforme mostrado na Figura 97.



**Figura 97** – Detalhe da área A2

O vento incidindo na parede do ático corresponde ao caso de uma superfície horizontal plana, conforme mostrado na Figura 98, portanto conforme o item 5.2.1 da NBR 10844 (ABNT, 1989) deve-se somar o incremento devido às paredes que interceptem água de chuva.



**(c) Superfície plana vertical única**

**Figura 98** – Incrementos devidos às paredes que interceptem água de chuva

**Fonte:** NBR 10844, p. 5 (ABNT, 1989)

[NBR 10844/1989 – Instalações prediais de águas pluviais]

5.2.1 No cálculo da área de contribuição, devem-se considerar os incrementos devidos à inclinação da cobertura e às paredes que interceptem água de chuva que também deva ser drenada pela cobertura (Ver Figura 2 e NBR 7196).

- Cálculo da área de contribuição

$$A_t = A_1 + \frac{a \cdot b}{2} = 35 + \frac{3 \cdot 4}{2} = 41 \text{ m}^2$$

### 10.4.6 Vazão de projeto

A vazão de projeto, por definição da NBR 10844 (ABNT, 1989), corresponde a vazão de referência para o dimensionamento de condutores e calhas. É calculada conforme formulação do item 5.3.1 da NBR 10844 (ABNT, 1989).

[NBR 10844/1989 – Instalações prediais de águas pluviais]

5.3.1 A vazão de projeto deve ser calculada pela fórmula:

$$Q = \frac{I \cdot A}{60}$$

Onde:

Q = Vazão de projeto, em L/min

I = intensidade pluviométrica, em mm/h

A = área de contribuição, em m<sup>2</sup>

- Cálculo da vazão de projeto

$$Q_p = \frac{I \cdot A}{60} = \frac{172 \cdot 41}{60} = 117,5 \text{ L/min}$$

#### 10.4.7 Dimensionamento do condutor horizontal

Para condutores circulares, por determinação da NBR 10844 (ABNT, 1989), o dimensionamento utilizando a fórmula de *Manning-Strickler* considerando o escoamento com lâmina de altura menor ou igual a  $\frac{2}{3}$  do diâmetro interno do tubo. Na Tabela 4 da NBR 10844 (ABNT, 1989) são fornecidos os valores de vazão máxima calculados para distintos diâmetros nominais com declividades típicas de projeto e para materiais pré definidos.

[NBR 10844/1989 – Instalações prediais de águas pluviais]

Tabela 4 - Capacidade de condutores horizontais de seção circular (vazões em L/min.)

Diâmetro interno (mm)	n = 0,011			
	0,5 %	1 %	2 %	4 %
50	32	45	64	90
75	95	133	188	267
100	204	287	405	575
125	370	521	735	1.040
150	602	847	1.190	1.690
200	1.300	1.820	2.570	3.650
250	2.350	3.310	4.660	6.620
300	3.820	5.380	7.590	10.800

NOTA: Transcreveu-se apenas o trecho da tabela correspondente a tubulação de PVC

- Diâmetro e inclinação adotado

Adotou-se uma tubulação de DN 75 e inclinação de 2 %.

$$Q_p = 117,5 \text{ L/min} \leq Q_{m\acute{a}x} = 133 \text{ L/min} \Rightarrow \text{OK!}$$

### 10.4.8 Dimensionamento do condutor vertical

Adotou-se para o dimensionamento do condutor vertical a formulação apresentada por OLIVEIRA (2012), que determina a máxima vazão capaz de escoar pelo condutor vertical, sem que este funcione como conduto forçado.

- Cálculo da vazão máxima do condutor

Adotou-se para o condutor vertical a tubulação de PVC com DN 75, cujo diâmetro interno é de 71,5 mm – conforme especificação da NBR 5688 (ABNT, 2010). Além disso impõe-se que a taxa de enchimento (rs) seja igual a 25%.

$$Q_{w,máx} = 0,019 \cdot (rs)^{5/3} \cdot D^{8/3} = 0,019 \cdot (0,25)^{5/3} \cdot 71,5^{8/3} = 166,0 \text{ L/min}$$

$$Q_p = 117,5 \text{ L/min} \leq Q_{w,máx} = 166,0 \text{ L/min} \Rightarrow \text{OK!}$$

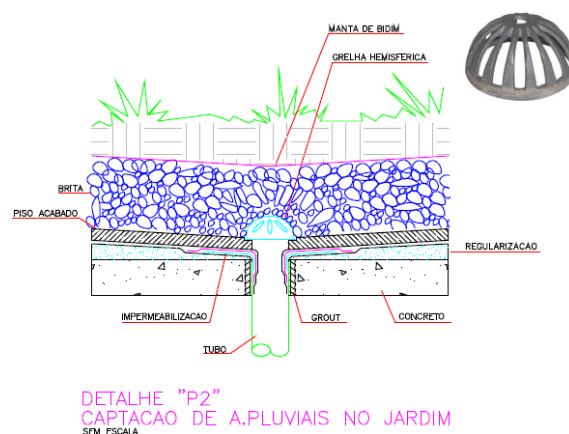
### 10.4.9 Disposições construtivas

As lajes devem apresentar uma inclinação mínima de 0,5 %, conforme item 5.4.2 da NBR 10844 (ABNT, 1989).

[NBR 10844/1989 – Instalações prediais de águas pluviais]

5.4.2 As superfícies horizontais de laje devem ter declividade mínima de 0,5%, de modo que garanta o escoamento das águas pluviais, até os pontos de drenagem previstos.

Conforme mostrado na Figura 99, devem ser observados uma série de detalhes construtivos na região em torno da estrutura de captação de águas pluviais.



**Figura 99** – Detalhe esquemático da captação de água pluvial

**Fonte:** Material de aula de PCC2465 (OLIVEIRA, 2012)

---

---

## 11 COBERTURA VERDE

Com o objetivo de agregar valor a edificação, propõe-se construir uma cobertura verde. Existem uma série de benefícios e contrapartidas associados a este tipo de solução, por isso deve-se estudar a viabilidade para a implantação, além de detalhar os materiais e procedimentos construtivos a serem adotados.

### 11.1 Conceituação e histórico

Atualmente é notória a preocupação por um desenvolvimento sustentável. Existem diversas questões ambientais e sociais que são alvo de intensa discussão, desde problemas locais das cidades como: enchentes, deslizamentos e ilhas de calor até temas globais como o efeito estufa, derretimento das calotas polares, desastres naturais, entre outros.

A grande maioria das cidades é produto do crescimento espontâneo e desordenado, provocando localmente impactos que o meio ambiente é incapaz de absorver. Por exemplo, as enchentes causadas pelo alto grau de impermeabilização do solo, a poluição dos rios e mananciais próximos a aglomerados urbanos. A redução de áreas verdes provoca o aumento da erosão do solo, deslizamentos, lixiviação, deterioração da qualidade da água de mananciais, perda de flora e fauna e, combinada com as emissões provenientes principalmente de automóveis e indústrias, resulta numa baixa qualidade do ar, com conseqüências diretas sobre a saúde da população urbana.

O site da EcoDesenvolvimento citam dados da Universidade de Berkeley, nos Estados Unidos, indicando que “cerca de 25% da superfície de uma cidade é composta por telhados. Como resultado, 80% da incidência solar é absorvida por essas coberturas impermeáveis”<sup>[51]</sup>, provocando especialmente no verão, o fenômeno de ilha de calor em grandes cidades. O aumento da temperatura acaba forçando os usuários a instalarem sistemas de ar condicionado para manter o ambiente confortável e habitável, conseqüentemente aumenta-se o consumo de energia elétrica em decorrência de um projeto mal concebido. Uma das soluções para reduzir a temperatura interna dos ambientes é o uso de coberturas verdes. Os primeiros registros são

---

<sup>51</sup> EcoD. Guia da construção verde: Telhados verdes. 25 fev. 2010.

Disponível em: <<http://www.ecodesenvolvimento.org/voceecod/guia-da-construcao-verde-telhados-verdes#ixzz2PdCTfSAz>>. Acesso em 05 abril de 2013.

---

---

dos povos que habitaram a Mesopotâmia e Babilônia, uma das sete maravilhas do mundo antigo e provavelmente o exemplo mais conhecido - o Jardim Suspenso da Babilônia que, segundo historiadores, foi construído por Nabucodonosor para sua esposa, localizado entre a margem leste do rio Eufrates e os palácios reais. Segundo Araújo (2007, *apud* Silva, 2011), os telhados verdes foram amplamente empregados por diversos povos em distintos períodos da história da humanidade, como por exemplo no Império Romano, no México no período pré-colombiano, na Índia entre os séculos XVI e XVII, em cidades espanholas e na Itália durante o período renascentista, na França do século XVIII e na Escandinávia no século XIX.

A partir da década de 1950, a Alemanha se tornou pioneira em pesquisas científicas sobre o tema, com o objetivo de conservar água e energia; na década de 1980, o aumento dos telhados verdes foi de 15 a 20% a.a. Entre os anos 1989 e 1999, foram instalados na Alemanha 32,5 km<sup>2</sup> de natureza, equivalente a 10% dos telhados existentes no país (ROLA, 2008 *apud* NETO, 2012).

No Brasil, o primeiro projeto de telhado verde foi construído por Roberto Burle Marx em 1936, no prédio do MEC. Em 1988, foi construído sobre o Banco Safra em São Paulo e em 1992, no Vale do Anhangabaú (TOMAZ, 2008). Atualmente, o maior telhado verde da cidade se encontra no Edifício Matarazzo, atual sede da Prefeitura de São Paulo (Figura 100). Criado por Walter Galera, possui diversas espécies de flora nativa, inclusive o pau-brasil.

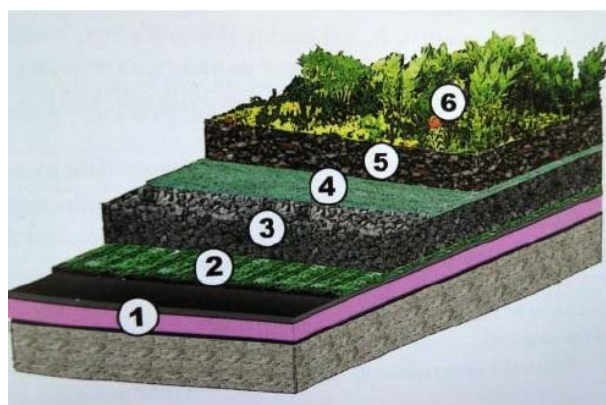


**Figura 100** – Jardim suspenso na sede da Prefeitura de São Paulo

Fonte: Panorama Brasil, 2013<sup>[52]</sup>

## 11.2 Componentes da cobertura verde

Na Figura 101 é possível visualizar a estrutura típica de uma cobertura verde:



- 1 – Laje do telhado, impermeabilização e isolamento
- 2 – Proteção e camada de armazenamento
- 3 – Camada de drenagem
- 4 – Camada anti-raiz e filtro permeável
- 5 – Camada de substrato
- 6 – Vegetação

**Figura 101** – Composição do telhado verde

Fonte: Baldessar, 2012

- **Suporte:** deve preferencialmente ter inclinação mínima de 5 graus para garantir o escoamento da água e ao mesmo tempo evitar o carregamento do substrato.

<sup>52</sup> Disponível em <<http://www.panoramabrasil.com.br/acontece/arquitetura-convida-para-um-passeio-aos-movimentos-de-arte-id79392.html>>. Acesso em 26 maio de 2013.

- 
- 
- **Camada impermeabilizante:** deve ser 100% impermeável. Falhas na camada impermeável são difíceis de se detectar, por estarem completamente cobertas, de modo que para corrigir vazamentos pode ser necessário remover todo o sistema, incluindo as plantas e substrato e, portanto, devem ser evitadas a todo custo. Entre os diversos tipos de impermeabilização disponíveis, dá-se preferência àqueles que aderem diretamente à laje, uma vez que, caso ocorra falha e vazamento, a água não migrará para outros pontos, tornando mais fácil a localização da falha.
  - **Camada de proteção:** deve ser colocada para impedir que as raízes das plantas danifiquem a estrutura.
  - **Camada drenante:** permite que o excesso de água escoe rapidamente. Em áreas de precipitação baixa a média, em telhados com certa inclinação, o substrato sozinho normalmente é suficiente para esse escoamento. No entanto, em áreas muito chuvosas, a camada drenante é essencial para proteger tanto a laje quanto a saúde das plantas. Os drenos devem ser protegidos para evitar que haja crescimento de plantas e deposição de folhas mortas sobre eles, dificultando o escoamento da água.
  - **Camada de filtração:** serve para evitar que o substrato seja carregado para a camada drenante.
  - **Substrato:** sua espessura e composição dependem do tipo de plantação. Deseja-se um substrato leve, poroso, que retenha água, oxigênio e nutrientes e dê estabilidade às raízes das plantas. Todos esses aspectos devem estar em balanço.
  - **Vegetação:** a vegetação deve ser escolhida de acordo com as expectativas do cliente, recursos disponíveis para manutenção e grau de manutenção desejado, tempo de vida esperado para o telhado verde, acesso, segurança, clima, umidade, temperaturas máximas e mínimas, exposição e necessidade de irrigação.

### **11.3 Tipos de telhado verde**

Existem dois tipos de telhado verde: extensivos e intensivos. Os telhados verdes do tipo extensivo são constituídos de vegetação de pequeno porte, normalmente formada por espécies com alta resistência às variações pluviométricas e de temperatura, requerendo baixa manutenção (Figura 102). Já o telhado intensivo possui vegetações de médio a grande porte, como arbustos e até árvores. Nesse tipo de telhado, é possível fazer a cultura de verduras, legumes e plantas frutíferas. Em compensação, requer alta manutenção e grossa camada de substrato, aumentando a carga sobre a estrutura (Figura 103). Alguns trabalhos ainda

consideram um terceiro tipo de telhado verde, o semi-intensivo, formado por plantas de pequeno a médio porte, que requer média manutenção.

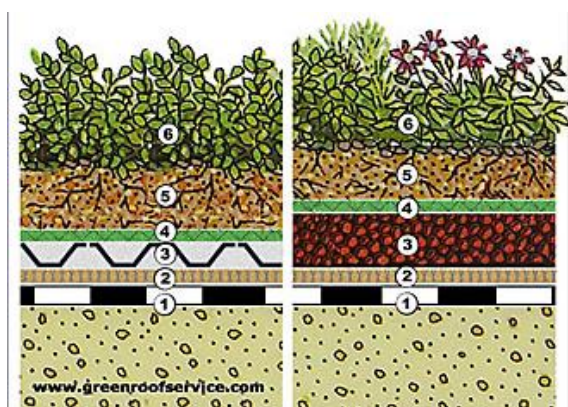


Figura 102 – Cultura extensiva

Fonte: Arquitetura e Sustentabilidade<sup>[53]</sup>

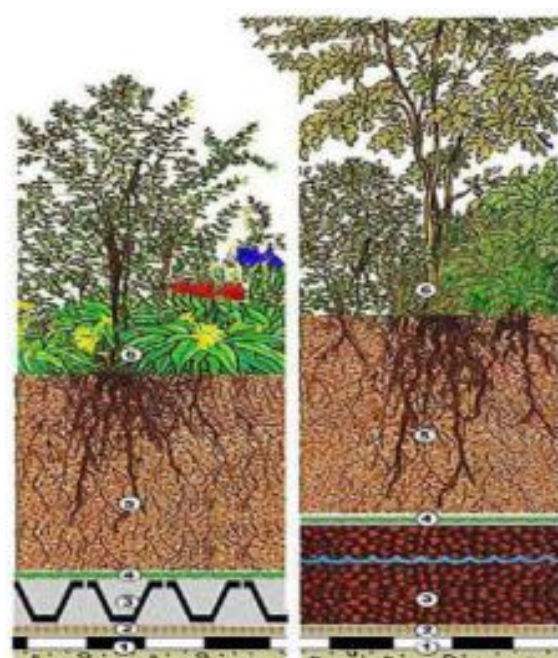


Figura 103 – Cultura intensiva

Fonte: Arquitetura e Sustentabilidade<sup>[53]</sup>

#### 11.4 Benefícios da cobertura verde

De acordo com Givoni (1976 *apud* ARAÚJO, 2007), a cobertura é o elemento que sofre com amplitudes térmicas, devido a sua maior exposição aos efeitos climáticos e é, portanto, o principal elemento de trocas térmicas entre o interior e o exterior da construção. Com a implantação do telhado verde, aumenta-se a umidade na superfície da laje pela evapotranspiração da vegetação e, por absorver menos calor do que materiais como concreto, ali a temperatura é reduzida, diminuindo os efeitos de ilhas de calor e melhorando o conforto térmico no interior do edifício. Em São Paulo, durante o verão, os telhados comuns chegam a cerca de 60°C, temperatura essa que pode ser reduzida a 40°C em telhados verdes. Como o telhado verde reduz o fluxo de energia trocado entre o interior e o exterior do edifício, no inverno ocorre o fenômeno inverso, devido a reduções nas perdas de calor pelo telhado, o interior permanece mais aquecido, reduzindo a necessidade de calefação.

<sup>53</sup> Disponível em: <<http://arquiteturaesustentabilidade.com/2012/10/01/telhado-verde-tipos-e-implementacao/>>. Acesso em 02 de junho de 2013.

---

---

A *Green Roofs for Healthy Cities* cita um estudo da *Environment Canada* (ano desconhecido) que, utilizando um modelo de simulação, indicou que um edifício comercial típico com telhado verde composto por grama e 10 centímetros de substrato reduziria a necessidade de resfriamento artificial, durante o verão, em 25%. Experimentos de campo realizados em Ottawa, Canadá indicaram que um telhado extensivo com aproximadamente 15 centímetros reduziram o ganho de calor em 95% e perdas de calor em 26%, quando comparados a um telhado comum. De acordo com o mesmo estudo, um telhado verde com 12 centímetros de substrato pode reduzir ruídos em até 40 decibéis; com 20 centímetros, a redução chega a 46-50 decibéis.

A vegetação além de absorver o gás carbônico (CO<sub>2</sub>) e produzir oxigênio (O<sub>2</sub>), retém poluentes atmosféricos e material particulado, melhorando a qualidade do ar e por consequência a saúde dos habitantes. Um exemplo da contribuição da vegetação na melhoria da qualidade do ar é o chamado Respirômetro, criado em parceria com três departamentos da Universidade de São Paulo – Instituto de Astronomia, Geofísica e Ciências Atmosféricas (IAG), Instituto de Física e FMUSP – para medir a qualidade do ar (partículas inaláveis e ozônio). Segundo o Portal de Notícias da Globo (G1), em julho de 2011, o Respirômetro marcou no edifício Copan, no centro da cidade de São Paulo, mais de 300 microgramas de poeira por metro cúbico. Na região do centro, nessa época do ano, o céu fica acizentado, coberto por uma fina camada de poeira: segundo moradores, mal se consegue ver os prédios. Entretanto próximo ao Copan, na cobertura verde da sede da Prefeitura de São Paulo (edifício Matarazzo), o Respirômetro marcou 102 microgramas por metro cúbico, índice ainda inadequado, mas cerca de um terço da poluição registrada na área do centro da cidade, devido à retenção de material particulado pela vegetação. Dados coletados em estações de monitoramento do ar da CETESB mostram que em áreas próximas a áreas verdes há uma redução significativa de poeira inalável no ar, sendo que a estação do Parque do Ibirapuera mostra os mais baixos índices de SO<sub>2</sub> dentro da mancha urbana.

Em suma, os efeitos positivos associados ao aumento da área verde dentro do terreno estão diretamente relacionados ao conforto térmico, reduzindo a necessidade de uso de ar condicionado e, portanto, menor consumo de energia elétrica. Além disso, há uma melhora relacionada ao conforto acústico. Em menor escala com o aumento da umidade contribui para a melhoria da qualidade do ar, ajuda a atenuar os efeitos de ilha de calor nos centros urbanos. Se bem projetado pode ser utilizado como ferramenta para reduzir e retardar a entrada de

---

---

águas pluviais nos sistemas de drenagem urbana. Com o plantio de vegetais, cria-se um espaço que pode se tornar hábitat de espécies de pássaros e a criação de um espaço verde visível e acessível aumenta o bem estar dos usuários, valorizando o edifício e a atividade comercial nele desenvolvido.

### **11.5 Tipos de plantas**

As recomendações para plantas em telhados verdes são:

- Ser resistentes à falta ou excesso de água
- Ser resistentes a variações de temperatura
- Precisar de manutenção mínima
- Aceitar bem as variações de insolação
- Mais indicadas são as suculentas
- Ter pequeno porte e raízes não profundas

### **11.6 Concepção do jardim**

Segundo Snodgrass (2006), ao se projetar um telhado verde, devem ser feitas as seguintes perguntas:

- Deseja-se que haja retenção/retardamento de água?
- Deseja-se controlar a temperatura interna e externa do ambiente?
- O telhado é primariamente estético, de modo que as cores e florescimento das plantas sejam importantes?
- Será um espaço com acesso de pessoas?

Neste projeto, para todas essas questões, a resposta é: sim. Também deve-se considerar aspectos tais quais: sombreamentos, exposição a ventos, orientação solar, espessura do substrato, precipitações e inclinação. Desse modo, com base nas diretrizes descritas, tem-se a concepção do telhado verde:

O telhado será dividido em duas partes: uma na cobertura de escritórios e outra na cobertura do mezanino, no mesmo nível do pavimento de escritórios.

A primeira consistirá em um telhado verde extensivo – apenas gramíneas ou plantas de pequeno porte – dá-se preferência a plantas com resistência a escassez de água, como plantas

---

---

suculentas, no entanto a espécie exata deverá ser escolhida de acordo com o clima da região – uso de histórico de chuvas, umidade e temperatura. Esse espaço do telhado terá menor acessibilidade e não será usado para lazer e, portanto, deseja-se um tipo de telhado verde que exija menos manutenção e irrigação. A vegetação a ser escolhida deverá ser resistente ao sol, uma vez que não terá cobertura e ficará exposta ao sol durante todo o dia. A estética é um elemento desejável, mas não necessário.

A segunda parte será visível do escritório e permitirá acesso ao jardim. Por ter fácil acesso e maior facilidade de manutenção, além de a estética se tornar aspecto importante nessa parte da cobertura, optou-se por um telhado verde extensivo ou semi-intensivo. Nessa área, podem ser plantadas espécies de gramíneas, preferencialmente resistentes ao pisoteio, e de arbustos, em vasos ou diretamente no substrato do telhado verde (nesse caso, a espessura do substrato deve ser maior), possivelmente floríferas e até frutíferas, novamente com alta resistência ao sol (devido ao posicionamento do edifício, haverá projeção de sombra pelo escritório apenas sobre pequena parte do jardim). O jardim poderá contar com mobiliário, como bancos, mesas e itens para decoração ou sombreamento.

Edifícios novos devem ser construídos em conformidade com as especificações de carga planejada para o telhado verde, que varia de acordo com o tipo de vegetação e de substrato. Para a determinação da carga, deve-se levar em conta: a “carga viva”, que inclui o tráfego de pessoas, instalações temporárias como mobiliário, equipamentos de manutenção ou qualquer outro elemento de natureza transiente; a “carga morta”, que inclui o peso da laje e todos os elementos que compõem a estrutura do telhado, como as camadas do telhado, instalações mecânicas de aquecimento/resfriamento; além de cargas de vento e chuva. Segundo a International Green Roof Association, telhados verdes do tipo extensivo, com 60 a 200mm de espessura causam a adição de 60 a 150kg/m<sup>2</sup>, aproximadamente, enquanto os do tipo intensivo, com 150 a mais de 1.000mm de espessura prevêm adição de 180 a 500kg/m<sup>2</sup>, conforme a Tabela 26.

Tabela 26 – Cargas para tipos de telhado verde

	<b>Extensivo</b>	<b>Semi-Intensivo</b>	<b>Intensivo</b>
<b>Tipos de plantas</b>	Musgos, gramíneas	Gramíneas, arbustos	Arbustos, árvores
<b>Espessura do sistema de telhado verde</b>	60 - 200 mm	120 - 250 mm	150 - 1000 mm
<b>Carga</b>	600 - 1500 kgf/m <sup>2</sup>	1200 - 2000 kgf/m <sup>2</sup>	1800 - 5000 kgf/m <sup>2</sup>

Fonte: International Green Roof Association.

As cargas variam bastante em função porte da vegetação, do tipo e quantidade de camadas do substrato; na Figura 104 pode-se visualizar valores ligeiramente maiores.

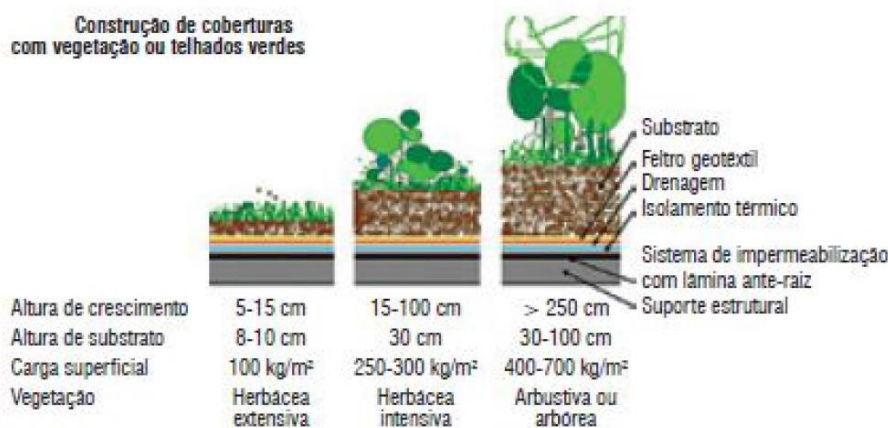


Figura 104 – Exemplo de cargas de acordo com tipo de cultura

Fonte: Coberturas verdes – Plantas para cultivo de telhados verdes<sup>[54]</sup>

## 11.7 Normas

Para a implantação de telhados verde, devem ser consideradas algumas normas brasileiras, que incluem:

- NBR 15527 (ABNT, 2007) - Aproveitamento de coberturas em áreas urbanas para fins não potáveis – Requisitos
- NBR 15352 (ABNT, 2006) - Mantas termoplásticas de polietileno de alta densidade (PEAD) e de polietileno linear (PEBDL) para impermeabilização
- NBR 9952 (ABNT, 2007) - Manta asfáltica com armadura para impermeabilização – Requisitos
- NBR 10844 (ABNT, 1989) - Instalações Prediais de Águas Pluviais

<sup>54</sup> Disponível em: < <http://fecaplant.com.br/site/arquivos/plantas.pdf> >. Acesso em 02 junho 2013.

---

---

## **11.8 Estudo da cobertura**

### **11.8.1 Modelo de cálculo**

Através do *software DesignBuilder®*, fez-se uma pré-avaliação para verificar a viabilidade de implantação do telhado verde. Foram feitas a modelagem e simulação da cobertura do edifício, utilizando dados climatológicos coletados em São Paulo – Congonhas, fornecidos pelo próprio software, para a comparação de três situações de cobertura:

- Situação 1: cobertura verde sobre a laje do escritório e sobre a laje do mezanino, composta por composta por laje de 15 cm, 1 cm de vedação/impermeabilização e 10 cm de terra e vegetação com 10 cm de altura;
- Situação 2: cobertura verde apenas sobre a laje do mezanino, com a mesma composição acima;
- Situação 3: cobertura comum, com laje de 15 cm e 1 cm de vedação/impermeabilização na cor branca.

Os demais elementos do edifício foram modelados da seguinte maneira:

- Paredes externas de bloco de concreto 19 cm, com 1 cm de vedação, cor branca;
- Paredes internas em bloco de concreto 14 cm, com 1 cm de vedação, cor branca;
- Janelas em vidro monolítico com 6 mm de espessura;

Os resultados da simulação permitiram visualizar os ganhos e perdas de calor através dos elementos de fachada, com foco no desempenho dos diferentes tipos de cobertura, com as respectivas necessidades energéticas para aquecimento ou resfriamento, ao longo do ano.

As análises dos ambientes foram feitas em dois níveis:

- Total do edifício;
- Escritório.

### **11.8.2 Premissas de projeto**

Uma vez que as características da atividade a ser realizada no edifício ainda não são certas, foram adotadas algumas premissas para uma análise simplificada do desempenho do telhado verde. Para a modelagem, utilizaram-se os seguintes dados de entrada:

---

---

- Loja e áreas anexas

Considera-se que a atividade a ser realizada será a de vendas, com funcionamento das 8:00h às 18:00h, das segundas aos sábados, e realização de atividades leves, como andar e ficar de pé. A temperatura ideal de operação será mantida em 24°C nos períodos de ocupação, enquanto as temperaturas de “*setback*”, ou seja, temperaturas de acionamento automático do sistema de climatização fora do horário de ocupação, serão mantidas em 0°C para o sistema de aquecimento, e em 40°C para o resfriamento; isto significa que, uma vez que a temperatura em São Paulo nunca atinge temperaturas próximas de 0°C ou de 40°C, o sistema de aquecimento e resfriamento nunca funcionará fora dos horários de funcionamento da loja. A climatização será mista, ou seja, será utilizada a ventilação natural e mecânica sempre que estas forem suficientes para o conforto térmico do ambiente, e desde que a temperatura externa não seja superior a 2°C à temperatura interna.

Condição:  $\Delta T = \text{Temperatura interna} - \text{temperatura externa} > -2^\circ\text{C}$

- Sanitários

Considera-se que serão realizadas atividades leves e, por não serem ambientes de permanência prolongada, os sanitários não contarão com climatização, havendo somente ventilação natural permanente por meio de janelas, e ventilação mecânica em um dos sanitários, que não possui aberturas para o exterior, na área de escritório.

- Escritório

Serão realizadas atividades leves de escritório – locomoção, uso de computadores, etc. A climatização e ventilação serão acionadas durante o período de ocupação, das 8:00h às 18:00h, com temperatura ideal de operação de 24°C e não haverá climatização fora dos horários de funcionamento. A climatização será mista.

- Estacionamento

Não foi definida uma atividade para este ambiente, que contará apenas com ventilação natural pelas aberturas laterais, durante o período de funcionamento.

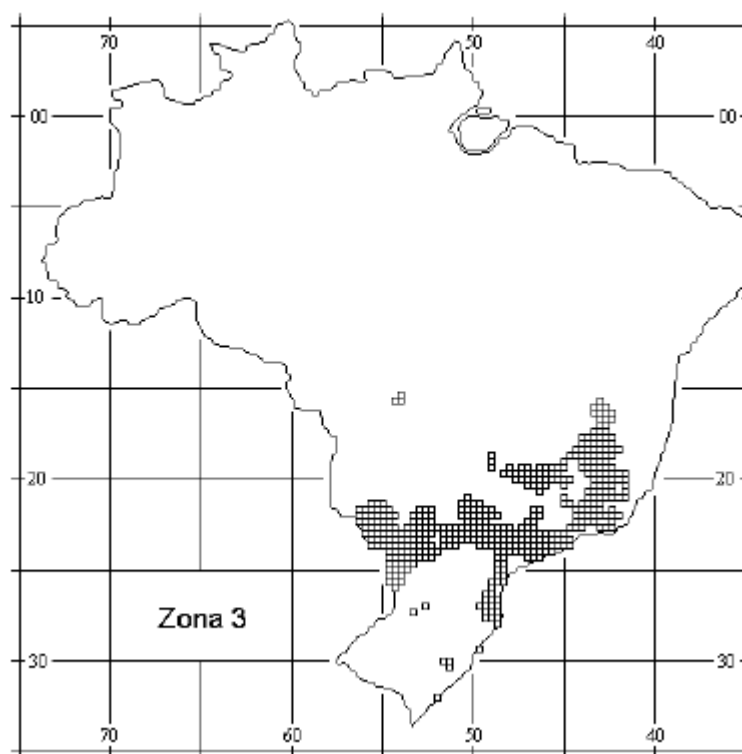
**Tabela 27** – Dados de entrada para simulação de ventilação e climatização no *software DesignBuilder®*

Ambiente	Atividade	Temperatura ideal (“setpoint”) (°C)	Temperatura de economia (“setback”) (°C)		$\Delta T$ (ventilação natural)
			Aquecimento	Resfriamento	
Loja e depósito	Leve – andando/ de pé	24	0	40	-2
Sanitários	Leve – andando/ de pé	-	-	-	-
Escritório	Leve – andando/ uso de computadores	24	0	40	-2

Os demais dados de entrada foram deixados no valor padrão fornecido pelo software. Foram desconsideradas as trocas de calor entre ambientes por portas abertas; a área total calculada em simulação é de 595 m<sup>2</sup>.

### 11.8.3 Parâmetros

Segundo a NBR 15220 (ABNT, 2003), o município de São Paulo está inserido na Zona Bioclimática 3, devendo possuir aberturas médias para ventilação e sombreamento das aberturas que permitam a incidência de luz solar durante o inverno. As vedações externas devem ser, preferencialmente, leves refletoras e, as coberturas, leves isoladas. Deve-se também, priorizar estratégias para o condicionamento térmico passivo, através da ventilação cruzada durante o verão, e do aquecimento solar durante o inverno, assim como vedações internas pesadas.



**Figura 105** – Mapeamento da Zona Bioclimática 3

**Fonte:** NBR 15220 – Parte 3, p. 5 (ABNT, 2003)

A NBR 15220 define como paredes leves refletoras aquelas com transmitância térmica ( $U$ ) inferior a  $3,60 \text{ W/m}^2\cdot\text{K}$ , atraso térmico ( $\phi$ ) inferior a  $4,3\text{h}$  e fator solar ( $FS$ ) inferior a  $4,0\%$ . Já as coberturas leves isoladas têm transmitância térmica inferior a  $2,30 \text{ W/m}^2\cdot\text{K}$ , atraso térmico inferior a  $3,3\text{h}$  e fator solar inferior a  $6,5\%$ .

**Tabela 28** – Transmitância, atraso térmico e fator solar para cada tipo de vedação externa

Vedações externas		Transmitância térmica - $U$ $\text{W/m}^2\cdot\text{K}$	Atraso térmico - $\phi$ Horas	Fator solar - $FS_o$ %
Paredes	Leve	$U \leq 3,00$	$\phi \leq 4,3$	$FS_o \leq 5,0$
	Leve refletora	$U \leq 3,60$	$\phi \leq 4,3$	$FS_o \leq 4,0$
	Pesada	$U \leq 2,20$	$\phi \geq 6,5$	$FS_o \leq 3,5$
Coberturas	Leve isolada	$U \leq 2,00$	$\phi \leq 3,3$	$FS_o \leq 6,5$
	Leve refletora	$U \leq 2,30\cdot FT$	$\phi \leq 3,3$	$FS_o \leq 6,5$
	Pesada	$U \leq 2,00$	$\phi \geq 6,5$	$FS_o \leq 6,5$

**Fonte:** NBR 15220 – Anexo C, p. 17 (ABNT, 2003).

#### 11.8.4 Resultados

O cálculo da transmitância térmica da envoltória foi feito considerando os elementos do edifício em contato com o ar externo: paredes externas de concreto, janelas de vidro comum, coberturas verdes e piso do pavimento térreo (uma vez que o estacionamento será aberto nas laterais).

O edifício permite a ventilação cruzada e a envoltória apresenta transmitância térmica ponderada de 4,51 W/m<sup>2</sup>.K. Esse valor pode ser melhorado com a redução das áreas de janelas ou com a escolha de vidros com bom desempenho térmico ou redução das áreas de janelas. Para isso, é necessário considerar também a iluminação natural desejada, uma vez que valores de FS baixos resultam, normalmente, em baixa transmitância luminosa. Há, no entanto, alguns vidros insulados, que, dependendo do modelo, podem apresentar um equilíbrio razoável de baixa transmitância térmica, baixo fator solar e alta transmitância luminosa. O valor de U para a cobertura verde será considerado 0,2 W/m<sup>2</sup>.K (NIACHOU et al, 2001 *apud* FERRAZ, 2012). Logo, a transmitância térmica da cobertura atende satisfatoriamente às recomendações para a Zona Bioclimática 3, mas a das paredes externas podem ser melhoradas. O atraso térmico da envoltória se encaixa no perfil de paredes e superfícies pesadas, que auxiliam no conforto de inverno.

**Tabela 29** – Áreas e valores de transmitância térmica dos elementos em contato com o ar externo do edifício

Material	Bloco de concreto de 19cm com revestimento interno e externo	Vidro monolítico incolor, 6mm	Cobertura verde	Piso
% da área total	76,5	23,5	23,0	23,0
U (W/m <sup>2</sup> .K)	2,78 <sup>[55]</sup>	5,28 <sup>[56]</sup>	0,2	4,76 <sup>[57]</sup>

A partir dos resultados da simulação no *software DesignBuilder®*, observou-se que a cobertura verde atua sobre a temperatura interna de modo a amenizá-la. Durante a madrugada

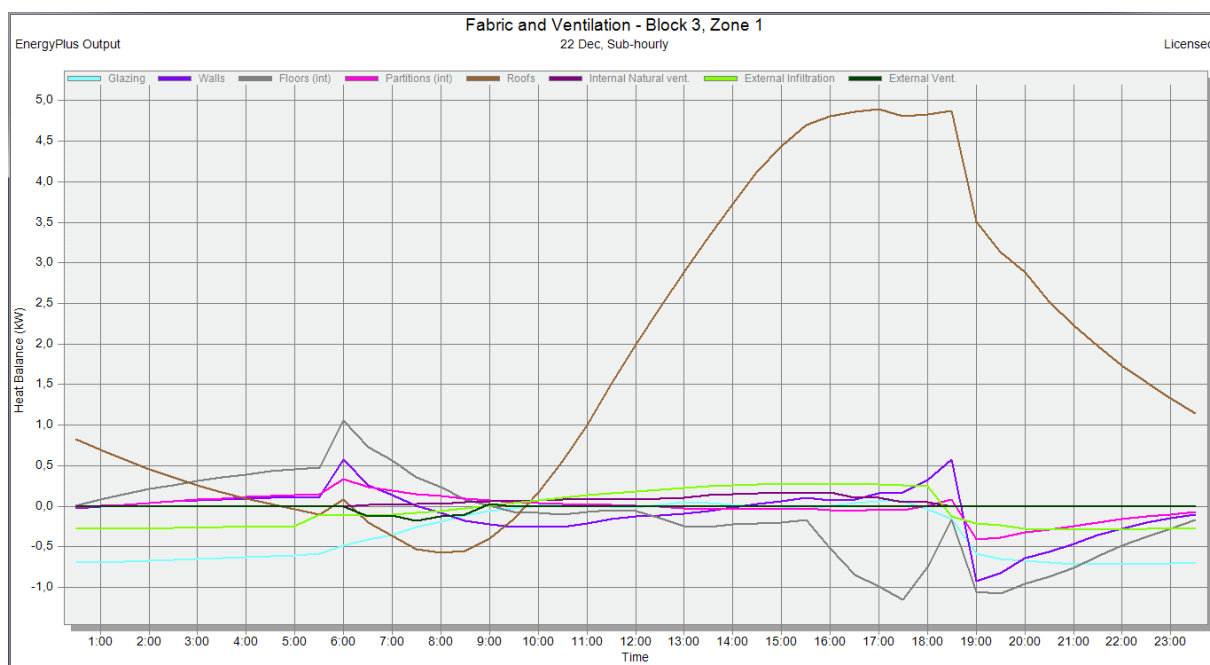
<sup>55</sup> INMETRO, 2013. Disponível em: <<http://www.inmetro.gov.br/consumidor/produtosPBE/regulamentos/AnexoV.pdf>>. Acesso em 23 de novembro 2013.

<sup>56</sup> GlassecViracon, 2013. Disponível em: <<http://glassec.com/pagina/tabeladedesempenho/24>>. Acesso em 23 novembro 2013.

<sup>57</sup> Labeee, 2013. Disponível em: <[http://www.labeee.ufsc.br/sites/default/files/projetos/catalogo\\_caixa\\_v4.PDF](http://www.labeee.ufsc.br/sites/default/files/projetos/catalogo_caixa_v4.PDF)>. Acesso em 23 novembro 2013.

e a noite, os ganhos de calor através da cobertura verde são maiores em relação a uma cobertura comum, ajudando a aquecer o ambiente interno, enquanto durante a tarde, a cobertura verde apresenta perdas de calor maiores, ajudando no resfriamento do ambiente interno. Desse modo, são reduzidas as necessidades de aquecimento, no inverno, e de resfriamento, no verão.

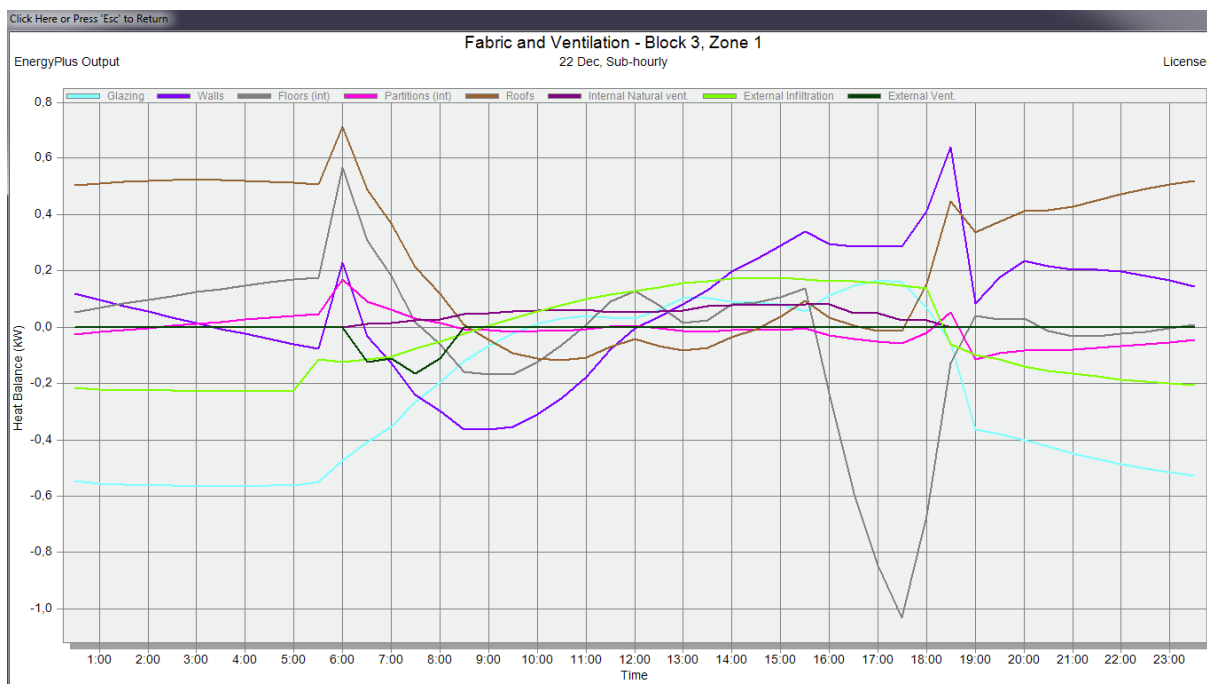
Podem-se ver, na Figura 106, os resultados relativos às trocas térmicas entre os diferentes elementos de fachada e divisões internas no ambiente escritório, considerando a situação sem telhado verde, para uma simulação do dia que apresenta maiores temperaturas no verão. As trocas com o meio externo através da cobertura estão identificadas em marrom, as trocas através das janelas, em azul claro e, através das paredes, em azul escuro; valores positivos indicam ganho de calor pelo meio externo, enquanto valores negativos indicam a perda de calor para o meio externo. Verifica-se que, entre as 5 e 10h, o ambiente perde calor para o meio externo através da cobertura; no restante do dia, passa-se a infiltrar calor pela cobertura, contribuindo para a elevação da temperatura interna, inclusive durante as horas mais críticas do dia, situadas normalmente entre as 10 e 15h.



**Figura 106** – Trocas térmicas pelas superfícies do escritório, sem cobertura verde.

Já a Figura 107 ilustra as trocas térmicas para a situação com telhado verde. A cobertura passa a reter mais calor, provocando um atraso térmico desejável: em dias de verão, o ambiente de

escritório perde calor, através da cobertura, para o meio externo nas horas críticas do dia, reduzindo a necessidade de resfriamento artificial. No entanto, no mesmo período, aumentam os ganhos de calor através das janelas e paredes. Durante a noite e a madrugada, há ganho de calor pela cobertura, contrabalanceado pelas perdas de calor pelas janelas.



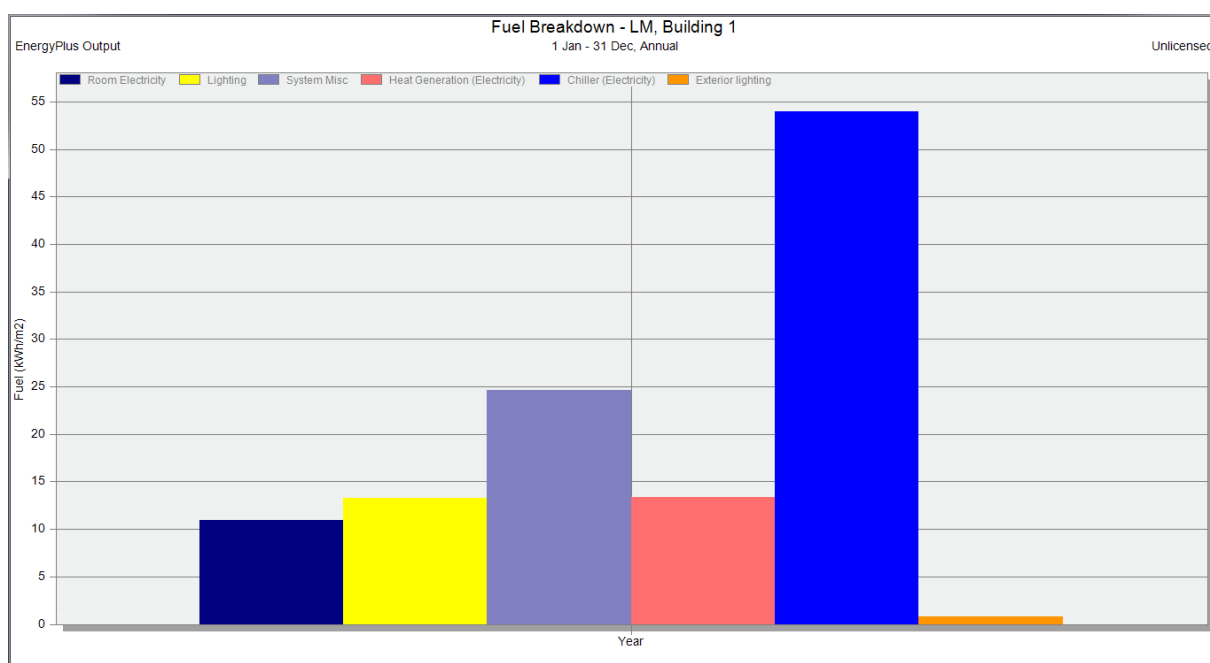
**Figura 107** – Trocas térmicas pelas superfícies do escritório, com telhado verde

Os resultados da simulação apresentam um consumo anual para climatização do edifício, sem a cobertura verde (situação 3), de 45613 kWh. Com a cobertura verde (situação 1), esse consumo é de 40500 kWh. Considerando que o custo de energia elétrica em São Paulo, para comércios, é de R\$91,10/MWh, há uma economia, em relação à situação 3, equivalente a 492 reais/ano. No entanto, o custo de implantação do telhado verde pode chegar a um adicional de R\$20,00/m<sup>2</sup> ao custo da laje. Neste caso, serão 146,5m<sup>2</sup> de cobertura verde, resultando em um custo de implantação de R\$2.930,00 reais mais caro que um telhado comum. Para um custo de contratação para manutenção e conservação de jardins de R\$0,56/m<sup>2</sup> (CADTERC, 2013), feita a cada dois meses, tem-se um custo anual de 492 reais/ano.

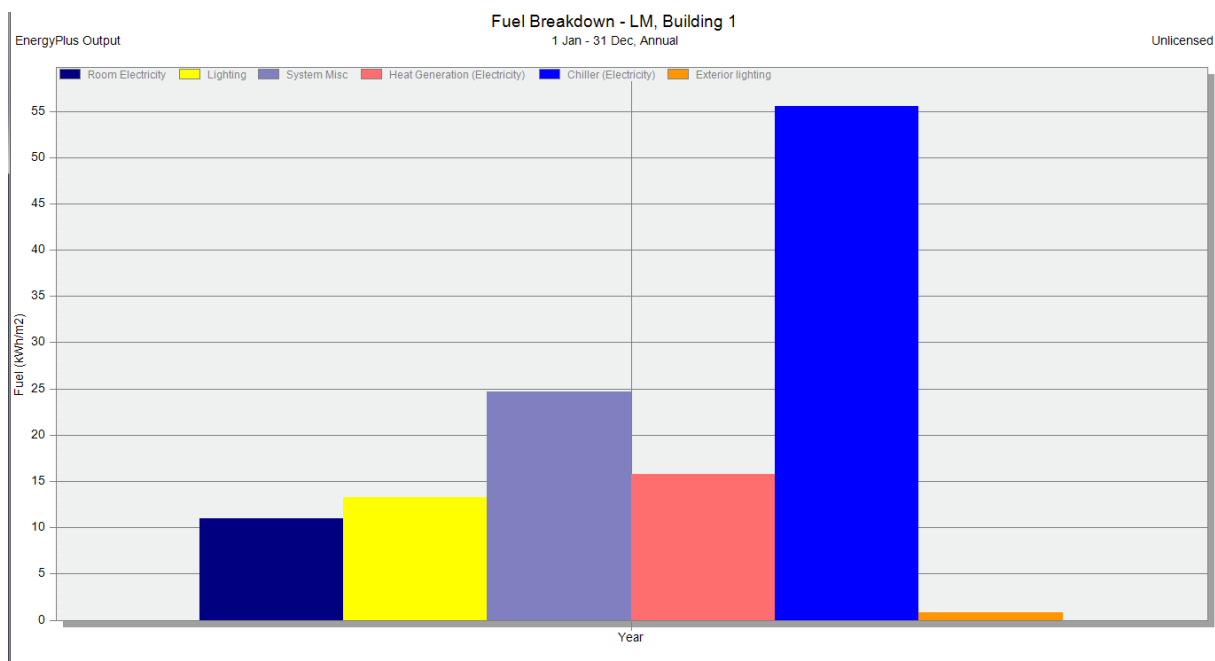
A implantação do telhado verde apenas sobre a laje do mezanino (situação 2), resulta em um consumo anual de 42826 kWh para climatização do edifício, com uma economia de aproximadamente 2787 kWh/ano, equivalente a 254 reais/ano, em relação à situação 3. Serão

aproximadamente 64 m<sup>2</sup> de cobertura verde, com custo de implantação de 1283 reais, e o de manutenção, de 216 reais/ano.

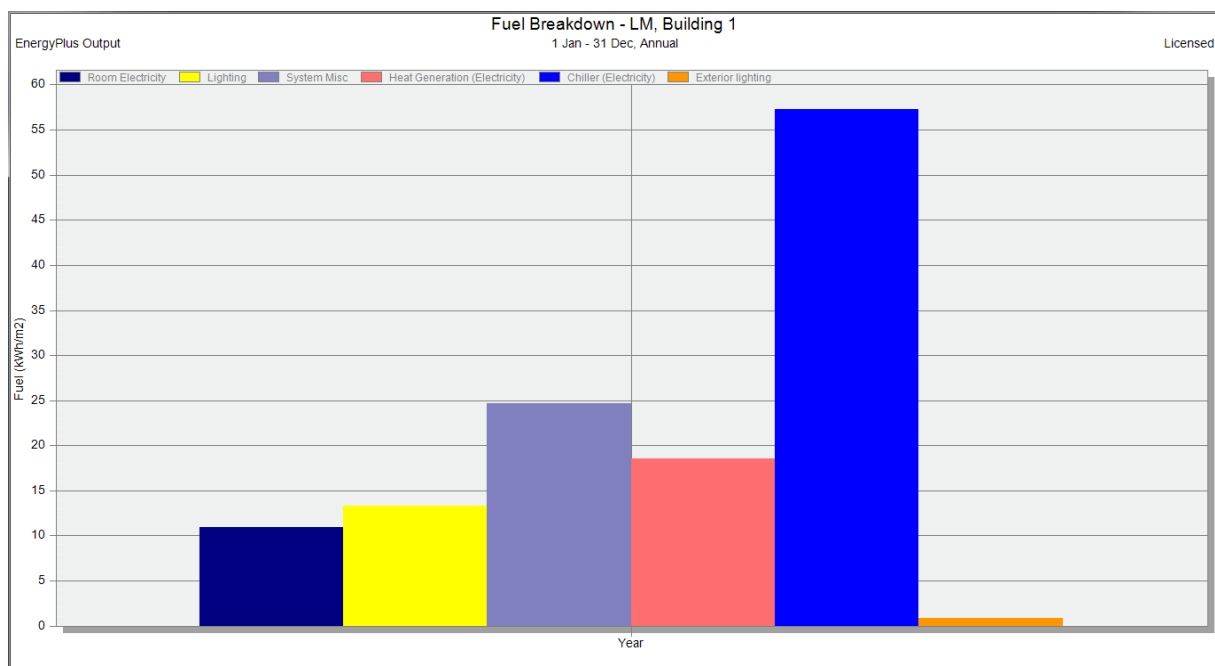
As figuras Figura 108, Figura 109 e Figura 110 apresentam os resultados relativos aos consumos energéticos do edifício nas situações 1, 2 e 3, respectivamente. O consumo de energia elétrica para resfriamento, apresentado em azul (mais claro), e para aquecimento, em rosa, são apresentados em kWh/m<sup>2</sup> de área simulada (595 m<sup>2</sup>). Os outros consumos são apresentados por padrão pelo software, e são irrelevantes para a avaliação do telhado verde, uma vez que não estão relacionados ao seu uso.



**Figura 108** – Consumo anual de energia elétrica, para a situação 1 (com telhado verde)



**Figura 109** – Consumo anual de energia elétrica, para a situação 2 (telhado verde sobre a loja)



**Figura 110** – Consumo anual de energia elétrica, para a situação 3 (telhado convencional)

Segue na Tabela 30, os resumos de consumo de energia, custos e economias relativas às três situações apresentadas.

**Tabela 30** – Resumo dos resultados das simulações, para as situações 1, 2 e 3

Situação	Consumos anuais para climatização			Custos anuais de energia elétrica para climatização (R\$)	Economias anuais de energia elétrica		Área de telhado verde (m <sup>2</sup> )	Custo de implantação do telhado verde (R\$)	Custo de manutenção do telhado verde (R\$/ano)
	Aquecimento (kWh/m <sup>2</sup> )	Resfriamento (kWh/m <sup>2</sup> )	Total (kWh)		Total (kWh)	Total (R\$)			
1	13,41	53,98	40500,17	3689,57	5113,04	465,80	146,52	2930,45	492,31
2	15,72	55,53	42825,47	3901,40	2787,74	253,96	64,15	1283,09	215,56
3	18,59	57,30	45613,21	4155,36	-	-	0,00	-	-

Logo, conclui-se que, considerando apenas aspectos econômicos, a situação 1 não é viável, pois apresenta custos anuais maiores que a economia de energia elétrica, e a situação 2 apresenta um saldo positivo anual de apenas 38 reais – o retorno do investimento levaria quase 34 anos, de modo que também não é atrativo. No entanto, as simulações foram feitas para situações “ideais”, considerando uma otimização do uso de ar condicionado e ventilação natural e temperatura de operação fixa, o que não ocorre na realidade. O desempenho do edifício ainda pode ser melhorado, como descrito anteriormente, com a redução da frequência de manutenção do telhado verde e o uso de vidros com melhor desempenho, e apenas poderá ser mais bem avaliado após a especificação dos materiais de construção e revestimentos. Após o refinamento das simulações, o proprietário poderá tomar a decisão levando em conta o retorno do investimento e também os aspectos positivos sobre o bem-estar dos funcionários e os benefícios ambientais gerados pela cobertura verde, além do aumento da vida útil da laje.

---

---

## 12 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A elaboração do estudo mercadológico, que *a priori* não era escopo do trabalho, mostrou-se muito importante para a definição e seqüência dos projetos. Verificou-se a dificuldade de elaboração dos diferentes sistemas, quando não há uma atividade definida: por exemplo, não é possível projetar adequadamente o sistema estrutural, elétrico, de iluminação, e outros, quando não se sabe qual será a finalidade do edifício.

Durante a concepção dos projetos, houve dificuldade em relação às técnicas construtivas envolvidas, uma vez que existem muitos aspectos que não são abordados durante o curso. No entanto, com a ajuda de professores e, principalmente, da orientadora, pudemos ter a experiência de contornar as dificuldades e buscar a melhor solução para os problemas.

Além disso, com este trabalho pudemos perceber a dificuldade de compatibilização entre os sistemas. Um exemplo disso diz respeito aos projetos estrutural, de sistemas prediais e de alvenaria, que apresentaram nítidas interferências entre si e tiveram de ser resolvidas no decorrer do projeto.

A execução deste trabalho permitiu vivenciar um ambiente de engenharia, em que a coordenação e realização dos projetos são de fundamental importância para a formação de um engenheiro civil. Dessa forma, considera-se atingido o objetivo deste trabalho.

---

---

## 13 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NB 1: Projeto e execução de obras de concreto armado*. Rio de Janeiro, 1978.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 5626: Instalação predial de água fria*. Rio de Janeiro, 1998.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 5648: Sistemas prediais de água fria - Tubos e conexões de PVC 6,3, PN 750 kPa, com junta soldável - Requisitos*. Rio de Janeiro, 1999.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 5712: Bloco vazado modular de concreto*. Rio de Janeiro, 1982.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento*. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações*. Rio de Janeiro, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6122: Projeto e execução de fundações*. Rio de Janeiro, 1996.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6122: Projeto e execução de fundações*. Rio de Janeiro, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6136: Bloco vazado de concreto simples para alvenaria estrutural*. Rio de Janeiro, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações*. Rio de Janeiro, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6492: Representação de projetos de arquitetura*. Rio de Janeiro, 1994.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 7212: Execução de concreto dosado em central*. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 8036: Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios*. Rio de Janeiro, 1983.

---

---

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 8160: Sistemas prediais de esgoto sanitário – Projeto e execução*. Rio de Janeiro, 1999.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas – Procedimento*. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 9050: Acessibilidade a edificações, mobiliário, espaços e equipamentos urbanos*. Rio de Janeiro, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 9061: Segurança de escavação a céu aberto*. Rio de Janeiro, 1985.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 10844: Instalações prediais de águas pluviais*. Rio de Janeiro, 1989.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 12218: Projeto de rede de distribuição de água para abastecimento público*. Rio de Janeiro, 1994.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 13142: Desenho técnico - Dobramento de cópia*. Rio de Janeiro, 1999.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 13532: Elaboração de projeto de edificações - Arquitetura*. Rio de Janeiro, 1995.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 15220: Desempenho térmico de edificações. Parte 3: zoneamento bioclimático brasileiro e diretrizes construtivas para habitações unifamiliares de interesse social*. Rio de Janeiro, 2003.

ARAÚJO, José Milton de. *Curso de Concreto Armado, Volume 1*. Rio Grande. Ed. Dunas, 2003.

ARAÚJO, José Milton de. *Curso de Concreto Armado, Volume 2*. Rio Grande. Ed. Dunas, 2003.

ARAÚJO, José Milton de. *Curso de Concreto Armado, Volume 3*. Rio Grande. Ed. Dunas, 2003.

ARAÚJO, José Milton de. *Curso de Concreto Armado, Volume 4*. Rio Grande. Ed. Dunas, 2003.

AZEREDO, Hélio Alves de. *O Edifício Até sua Cobertura*. São Paulo. Ed. Edgar Blucher Ltda, 1977.

BALDESSAR, S. M. N. *Telhado verde e sua contribuição na redução da vazão de água pluvial escoada*. 2012. Dissertação de mestrado – Universidade Federal do Paraná. Curitiba, Paraná. Disponível em: <<http://www.prppg.ufpr.br/ppgcc/sites/www.prppg.ufpr.br/ppgcc/>>

---

---

files/dissertacoes/d0168.pdf>. Acesso em 15 abril 2013.

BELLA, João Carlos Della. Apostila para a disciplina de graduação do Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica, PEF 2303 - Estruturas de concreto I. São Paulo, 2005.

BOWLES, J. E.; Physical and Geotechnical Properties of Soils.

BRASIL. Decreto n° 7.872, de 26 de dezembro de 2012. Dispõe sobre o valor do salário mínimo e a sua política de valorização de longo prazo.

BRITO, José Luis Wey de. Fundações do edifício. São Paulo, EPUSP, 1987.

CADTERC – Cadernos Técnicos de Serviços Terceirizados. Disponível em: <<http://www.cadterc.sp.gov.br/precos-referenciais/lereferencia.php?id=201046>>. Acesso em: 27 novembro 2013.

CARDIM, R. Telhado verde na cobertura da prefeitura de São Paulo: exemplo a ser seguido. *Árvores de São Paulo*, São Paulo, 27 fev. 2012. Disponível em: <<http://arvoresdesaopaulo.wordpress.com/2012/02/27/telhado-verde-na-cobertura-da-prefeitura-de-sao-paulo-exemplo-a-ser-seguido/>>. Acesso em 15 abril 2013.

CARDOSO, F. F.; Sistemas de Conteção. Apostila paraa disciplina de graduação do Departamento de Engenharia de Construção Civil, PCC 2435 - Tecnologia da Construção de Edifícios I. São Paulo, 2002.

EcoD. Guia da construção verde: Telhados verdes. 25 fev. 2010. Disponível em: <<http://www.ecodesenvolvimento.org/voceecod/guia-da-construcao-verde-telhados-verdes#ixzz2PdCTfSAz>>. Acesso em 05 abril 2013.

FERRAZ, I. L. *O desempenho térmico de um sistema de cobertura verde em comparação ao sistema tradicional de cobertura com telha cerâmica*. Dissertação de mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2012.

FERREIRA, César A.; MORUZZI, Rodrigo B. *Considerações sobre a aplicação do telhado verde para captação de água de chuva em sistemas de aproveitamento para fins não potáveis*. [2007]

Disponível em: <<http://www.rc.unesp.br/igce/planejamento/download/rodrigo/consideracoes.pdf>>. Acesso em 05 abril 2013.

FORTLEV. Catálogo Técnico: Soluções Fortlev para cuidar da água. São Paulo, 2010.

FUNDAÇÕES: teoria e prática. 2ª Edição. Editora PINI, São Paulo, 1998.

---

---

FUSCO, P. B. *Estruturas de concreto solicitação em serviço 1ª parte*. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1976.

FUSCO, P. B. *Técnica de armar as estruturas de concreto*. Editora PINI, São Paulo, 1995.

G1 SP. Área verde no Centro de SP registra índice menor de poluição. *G1 Respirar*, São Paulo, 14 jul. 2011.

Disponível em: <<http://g1.globo.com/sao-paulo/respirar/noticia/2011/07/area-verde-no-centro-de-sp-registra-indice-menor-de-poluicao.html>>. Acesso em 25 maio 2013.

GlassecViracon, 2013. Disponível em:< <http://glassec.com/pagina/tabeladedesempenho/24>>. Acesso em 23 novembro 2013.

IGRA International Green Roof Association. Green Roof Types. 2013.

Disponível em: <[http://www.igra-world.com/types\\_of\\_green\\_roofs/index.php](http://www.igra-world.com/types_of_green_roofs/index.php)>. Acesso em 10 junho 2013.

ISHITANI, Hideki; FRANÇA, Ricardo L. S. Apostila para a disciplina graduação do Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica, PEF 317 - Estruturas de concreto III. São Paulo, 2002.

GOMES, A. D. N. et al. *Uma breve análise sobre a eficiência do telhado verde como alternativa ecológica para as construções civis*. 2011. Universidade do Grande ABC, Santo André, 2011.

HUI, S. C. M. Study of Thermal and Energy Performance of Green Roof Systems. University of Hong Kong. Hong Kong. 2009.

Disponível em <[http://www.mech.hku.hk/bse/Report-Green\\_Roofs\\_abstract.pdf](http://www.mech.hku.hk/bse/Report-Green_Roofs_abstract.pdf)>. Acesso em 04 maio 2013.

KOHLER, M. C. M. et al. *Áreas verdes no município de São Paulo: análises, tendências e perspectivas*. XXVII Congresso Interamericano de Engenharia Sanitária e Ambiental.

Disponível em: <<http://www.bvsde.paho.org/bvsaidis/impactos/vi-050.pdf>>. Acesso em 28 maio 2013.

LabEEE – Laboratório de Eficiência Energética em Edificações, 2013. Disponível em: <[http://www.labeee.ufsc.br/sites/default/files/projetos/catalogo\\_caixa\\_v4.PDF](http://www.labeee.ufsc.br/sites/default/files/projetos/catalogo_caixa_v4.PDF)>. Acesso em 23 novembro 2013.

LAMAS, A. M. Coberturas verdes – Plantas para cultivo de telhados verdes. XIV Fórum Catarinense de Floricultura. Corupá, Santa Catarina, 2011. Disponível em: < <http://fecaplant.com.br/site/arquivos/plantas.pdf>>. Acesso em 05 abril 2013.

---

---

LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E.; Construções de concreto, volume 1: princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado. Rio de Janeiro. Interciência, 1977.

LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E.; Construções de concreto, volume 3: princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado. Rio de Janeiro. Interciência, 1977.

LEONHARDT, F.; Prestressed Concrete Design and Construction, Second Edition. Berlin. Wilhelm Ernst & Sonh, 1964.

LIMA, J. R.; Qualidade do empreendimento na construção civil: inovação e competitividade. São Paulo, EPUSP, 1995.

LIU, K.; BASKARAN, B. Thermal performance of green roofs through field evaluation. 2013. National Research Council, Institute for Research in Construction. Ottawa, Ontario, Canada, 2013.

Disponível em:

<<http://archive.nrc-cnrc.gc.ca/obj/irc/doc/pubs/nrcc46412/nrcc46412.pdf>>. Acesso em 25 maio 2013.

MAGALHÃES, A. Monotrilho passará por cima do cemitério do Morumbi. *Folha de São Paulo*, São Paulo, 22 set. 2012.

Disponível em: <<http://classificados.folha.uol.com.br/imoveis/1156562-monotrilho-passara-por-cima-do-cemiterio-do-morumbi.shtml>>. Acesso em 13 abril 2013.

MILITO, J.A.; Técnicas de construção civil. Apostila disciplinas de Técnicas das Construções Cíveis e Construções de Edifícios da Faculdade de Ciências Tecnológicas da P.U.C. Campinas e Construção Civil da FACENS-Faculdade de Engenharia de Sorocaba, 2009.

MONTOYA, P. J.; MESEGNER, A. G.; CABRE, F. M. Hormigón Armado, Volume 1. Barcelona. Gustavo Gili, 1979.

Moodle PCC. Site da disciplina de PCC 2465 - Sistemas Prediais I.

Disponível em: <<http://moodle.pcc.usp.br/mod/resource/view.php?id=3083>>. Acesso em 17 abril 2013.

Moodle PCC. Site da disciplina de PCC 2535 - A Produção de Edifícios de Pequeno Porte.

Disponível em: <<http://moodle.pcc.usp.br/course/view.php?id=6>>. Acesso em 08 maio 2013.

NETO, P. S. G. *Telhados verdes associados com sistemas de aproveitamento de água de chuva: projeto de dois protótipos para futuros estudos sobre esta técnica compensatória em drenagem urbana e prática sustentável na construção civil*. Universidade Federal do Rio de Janeiro – Escola Politécnica, Rio de Janeiro, 2012.

---

---

NEUFERT, E. Arte de projetar em arquitetura. 1981. Editorial Gustavo Gili S. A.

PADOVANI, Roberto; JENSEN, C.; HES, D. Approach to thermal modelling innovative green building elements: green roof and phase change plasterboard. *Australasian Journal of Construction Economics and Building*, jul. 2010.

Disponível em:

<[http://www.academia.edu/781625/APPROACH\\_TO\\_THERMAL\\_MODELLING\\_INNOVATIVE\\_GREEN\\_BUILDING\\_ELEMENTS\\_GREEN\\_ROOF\\_AND\\_PHASE\\_CHANGE\\_PLASTERBOARD](http://www.academia.edu/781625/APPROACH_TO_THERMAL_MODELLING_INNOVATIVE_GREEN_BUILDING_ELEMENTS_GREEN_ROOF_AND_PHASE_CHANGE_PLASTERBOARD)>. Acesso em 15 abril 2013.

PEREIRA, E.; DANTAS, T. Vila Andrade, na zona sul, lidera crescimento. *O Estado de S. Paulo*, São Paulo, 30 abr. 2011.

Disponível em: <<http://www.estadao.com.br/noticias/impreso,vila-andrade-na-zona-sul-lidera-crescimento,712804,0.htm>>. Acesso em 13 abril 2013.

SÃO PAULO (MUNICÍPIO). Decreto nº 46.932, de 23 de janeiro de 2006. Regulamenta os artigos 184, 185 e 186 da Lei nº 13.885, de 25 de agosto de 2004, no que diz respeito aos recuos das edificações.

SÃO PAULO (MUNICÍPIO). Lei nº 11.228, de 25 junho de 1992. Dispõe sobre as regras gerais e específicas a serem obedecidas no projeto, licenciamento, execução, manutenção e utilização de obras e edificações, dentro dos limites dos imóveis revoga a Lei nº 8.266, de 20 de junho de 1975, com as alterações adotadas por leis posteriores, e dá outras providências.

SÃO PAULO (MUNICÍPIO). Lei nº 13.885, de 25 de agosto de 2004. Estabelece normas complementares ao Plano Diretor Estratégico, institui os Planos Regionais Estratégicos das Subprefeituras, dispõe sobre o parcelamento, disciplina e ordena o Uso e Ocupação do Solo do Município de São Paulo.

SÃO PAULO (MUNICÍPIO). Lei nº 14.044, de 02 de setembro de 2005. Dispõe sobre a exclusão das áreas cobertas de garagem das áreas computáveis para efeito do cálculo do coeficiente de aproveitamento, nas condições que especifica.

SÃO PAULO (MUNICÍPIO). Secretaria Municipal de Desenvolvimento Urbano. Mapa do Município de São Paulo, Folha 3315-344, 2006. Escala 1:1000.

SNODGRASS E. C.; SNODGRASS Lucie L. Green Roof Plants: A Resource and Planting Guide. Timber Press, Inc. 2006.

ROCHA, A. M.; Novo Curso Prático de Concreto Armado, Volume 1. Rio de Janeiro, Editora Científica, 1971.

TAKIYA, Harmi, 2002. Atlas Ambiental do Município de São Paulo. Volume 1. Disponível em:

---

---

<[http://atlasambiental.prefeitura.sp.gov.br/conteudo/cobertura\\_vegetal/veg\\_apres\\_02.pdf](http://atlasambiental.prefeitura.sp.gov.br/conteudo/cobertura_vegetal/veg_apres_02.pdf)>. Acesso em 29 maio 2013.

TIMOSHENKO, P. S. Resistência dos Materiais, volume I. Rio de Janeiro, Livro Técnico S.A. 1971.

TOMAZ, 2008. *Cobertura Verde*. 2008. In: Curso de manuseio de águas pluviais. Capítulo 51.

Disponível em:

<[http://www.pliniotomaz.com.br/downloads/capitulo51\\_telhado\\_verde.pdf](http://www.pliniotomaz.com.br/downloads/capitulo51_telhado_verde.pdf)>. Acesso em 26 maio 2013.

URBAN SYSTEM; Estudo Luiz Migliano, São Paulo, 2013.

VANNUCHI, C.; LARANJEIRA, L. Imobiliário: Vila Andrade cresce cerca de dez vezes a média paulistana. *Época São Paulo*, São Paulo, 31 out. 2011.

Disponível em:<<http://epocasaopaulo.globo.com/cobertura/morar-vila-andrade-recebe-grande-onda-migratoria/>>. Acesso em 13 abril 2013.

VARGAS, M.; Introdução à Mecânica dos Solos. São Paulo, McGraw-Hill do Brasil, 1974.

ZAGOTTIS, Decio de. Pontes e Grandes estruturas, IV – Introdução da segurança no projeto estrutural. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1976.

---

---

## APÊNDICE A – PADRÃO DE PROJETO

- Nomeclatura de documentos

Adotou-se a seguinte padronização técnica para a nomeclatura dos documentos:

XX-2013-TF-YYY-R [-NN-V]

XX indica a classe de documento:

- DE        Desenho
- MC        Memorial de cálculo
- MD        Memorial descritivo

YYY indica o subsistema a qual pertence o documento:

- ALV       Projeto de alvenaria
- ARQ       Projeto de arquitetura
- ESM       Estudo mercadológico
- EST       Projeto de estrutura
- FUN       Projeto de fundação
- PRL       Projeto legal
- SPR       Projeto de sistemas prediais
- TOP       Topografia

R indica o número da revisão do documento.

Os dois seguintes trechos valem apenas para os desenhos (DE):

NN indica o número da folha do desenho.

V indica o número da revisão da folha.

---

---

- Nomeclatura dos elementos de projeto

Adotou-se a seguinte padronização técnica para a nomeclatura dos elementos de projeto:

X-YYYNN-D

X indica o pavimento que o elemento pertence:

- C Pavimento de cobertura
- E Pavimento do escritório
- M Pavimento do mezanino
- T Pavimento térreo
- S Pavimento do subsolo

YYY indica o tipo de elemento linear:

- ALV Parede de alvenaria
- P Pilar
- S Sapata
- V Viga

NN indica a ordem em que o elemento se encontra contado da esquerda para a direita e de cima para baixo usando como referência o projeto de arquitetura.

D indica a direção do elemento linear:

- C Curvo
- D Diagonal
- H Horizontal
- V Vertical

Lista de documentos pertencentes a este apêndice:

**Código**

**Título do desenho**

DE-2013-TF-PPR-0-01-0

Capa do caderno de desenho

---

---

## APÊNDICE B – LEVANTAMENTO DA REGIÃO

Lista de documentos pertencentes a este apêndice:

**Código**

**Título do desenho**

MD-2013-TF-ESM-0

Memorial Descritivo – Levantamento de campo

---

---

## APÊNDICE C – LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO

Lista de documentos pertencentes a este apêndice:

<u>Código</u>	<u>Título do desenho</u>
DE-2013-TF-TOP-0-01-0	Levantamento topográfico

---

---

## APÊNDICE D – PROJETO LEGAL

Lista de documentos pertencentes a este apêndice:

<u>Código</u>	<u>Título do desenho</u>
DE-2013-TF-PRL-0-01-0	Projeto completo

---

---

## APÊNDICE E – PROJETO DE ARQUITETURA

Lista de documentos pertencentes a este apêndice:

<b><u>Código</u></b>	<b><u>Título do desenho</u></b>
DE-2013-TF-ARQ-4-01-1	Planta do subsolo
DE-2013-TF-ARQ-4-02-2	Planta do térreo
DE-2013-TF-ARQ-4-03-3	Planta do mezanino
DE-2013-TF-ARQ-4-04-2	Planta do escritório
DE-2013-TF-ARQ-4-05-1	Planta da cobertura
DE-2013-TF-ARQ-4-06-1	Vista das fachadas
DE-2013-TF-ARQ-4-07-1	Corte A-A / Detalhe das escadas
DE-2013-TF-ARQ-4-08-1	Corte B-B
DE-2013-TF-ARQ-4-09-1	Detalhe das esquadrias

---



---

## APÊNDICE F – PROJETO ESTRUTURAL

Lista de documentos pertencentes a este apêndice:

<b><u>Código</u></b>	<b><u>Título do documento</u></b>
MC-2013-TF-EST-L-0	Memorial de cálculo – Lajes
MC-2013-TF-EST-V-0	Memorial de cálculo – Vigas
MC-2013-TF-EST-P-1	Memorial de cálculo – Pilares
MC-2013-TF-EST-E-0	Memorial de cálculo – Escadas
DE-2013-TF-EST-L-0-01-0	Armação da Laje Nível Térreo – Armação Positiva
DE-2013-TF-EST-L-0-02-0	Armação da Laje Nível Térreo – Armação Negativa
DE-2013-TF-EST-L-0-03-0	Armação da Laje Nível Mezanino – Armação Positivo
DE-2013-TF-EST-L-0-04-0	Armação da Laje Nível Mezanino – Armação Negativo
DE-2013-TF-EST-L-0-05-0	Armação da Laje Nível Escritório – Armação Positivo
DE-2013-TF-EST-L-0-06-0	Armação da Laje Nivel Escritório – Armação Negativo
DE-2013-TF-EST-L-0-07-0	Armação da Laje de Cobertura – Armação da Escada
DE-2013-TF-EST-V-0-01-0	Armação de Vigas – Térreo – Planta – T-V01-V, T-V04-V
DE-2013-TF-EST-V-0-02-0	Armação de Vigas – Térreo – T-V02-V, T-V03-V
DE-2013-TF-EST-V-0-03-0	Armação de Vigas – Térreo – T-V01-C
DE-2013-TF-EST-V-0-04-0	Armação de Vigas – Térreo – T-V01-H, T-V02-H
DE-2013-TF-EST-V-0-05-0	Armação de Vigas – Térreo – T-V03-H, T-V04-H
DE-2013-TF-EST-V-0-06-0	Armação de Vigas – Térreo – T-V05-H, T-V01-D
DE-2013-TF-EST-P-1-01-1	Forma dos Pilares – P1 até P21
DE-2013-TF-EST-P-1-02-1	Armação dos Pilares – P1, P6 e P16
DE-2013-TF-EST-P-1-03-1	Armação dos Pilares – P2, P3, P9, P12, P13, P15 e P17
DE-2013-TF-EST-P-1-04-1	Armação dos Pilares – P4, P5, P7, P8, P14, P18, P19, P20 e P21
DE-2013-TF-EST-P-1-05-1	Armação dos Pilares – P10 e P11

---

---

## APÊNDICE G – FUNDAÇÕES E MOVIMENTO DE TERRA

Lista de documentos pertencentes a este apêndice:

<b><u>Código</u></b>	<b><u>Título do desenho</u></b>
MC-2013-TF-FUN-0	Memorial de cálculo – Elementos de fundação
DE-2013-TF-FUN-0-01-0	Sapatas - Planta de locação
DE-2013-TF-FUN-0-02-0	Sapatas - Forma e armação – S1, S2, S3 e S4
DE-2013-TF-FUN-0-03-0	Sapatas - Forma e armação – S5, S6, S7 e S8
DE-2013-TF-FUN-0-04-0	Sapatas - Forma e armação – S9, S10 e S11
DE-2013-TF-FUN-0-05-0	Sapatas - Forma e armação – S12, S13, S14 e S15
DE-2013-TF-FUN-0-06-0	Sapatas - Forma e armação – S16, S17 e S18
DE-2013-TF-FUN-0-07-0	Sapatas - Forma e armação – S19, S20 e S21

---

---

## APÊNDICE H – VEDAÇÕES

Lista de documentos pertencentes a este apêndice:

<b><u>Código</u></b>	<b><u>Título do desenho</u></b>
DE-2013-TF-ALV-0-01-0	Alvenaria - Subsolo – Planta
DE-2013-TF-ALV-0-02-0	Alvenaria - Subsolo – Vista
DE-2013-TF-ALV-0-03-0	Alvenaria - Térreo – Planta - Parte 01/02
DE-2013-TF-ALV-0-04-0	Alvenaria - Térreo – Planta - Parte 02/02
DE-2013-TF-ALV-0-05-0	Alvenaria - Térreo – Vista - Parte 01/02
DE-2013-TF-ALV-0-06-0	Alvenaria - Térreo – Vista - Parte 02/02
DE-2013-TF-ALV-0-07-0	Alvenaria - Mezanino – Planta - Parte 01/02
DE-2013-TF-ALV-0-08-0	Alvenaria - Mezanino – Planta - Parte 02/02
DE-2013-TF-ALV-0-09-0	Alvenaria - Mezanino – Vista - Parte 01/02
DE-2013-TF-ALV-0-10-0	Alvenaria - Mezanino – Vista - Parte 02/02
DE-2013-TF-ALV-0-11-0	Alvenaria - Escritório – Planta - Parte 01/02
DE-2013-TF-ALV-0-12-0	Alvenaria - Escritório – Planta - Parte 02/02
DE-2013-TF-ALV-0-13-0	Alvenaria - Escritório – Vista - Parte 01/02
DE-2013-TF-ALV-0-14-0	Alvenaria - Escritório – Vista - Parte 02/02

---

---

## APÊNDICE I – SISTEMAS PREDIAIS

Lista de documentos pertencentes a este apêndice:

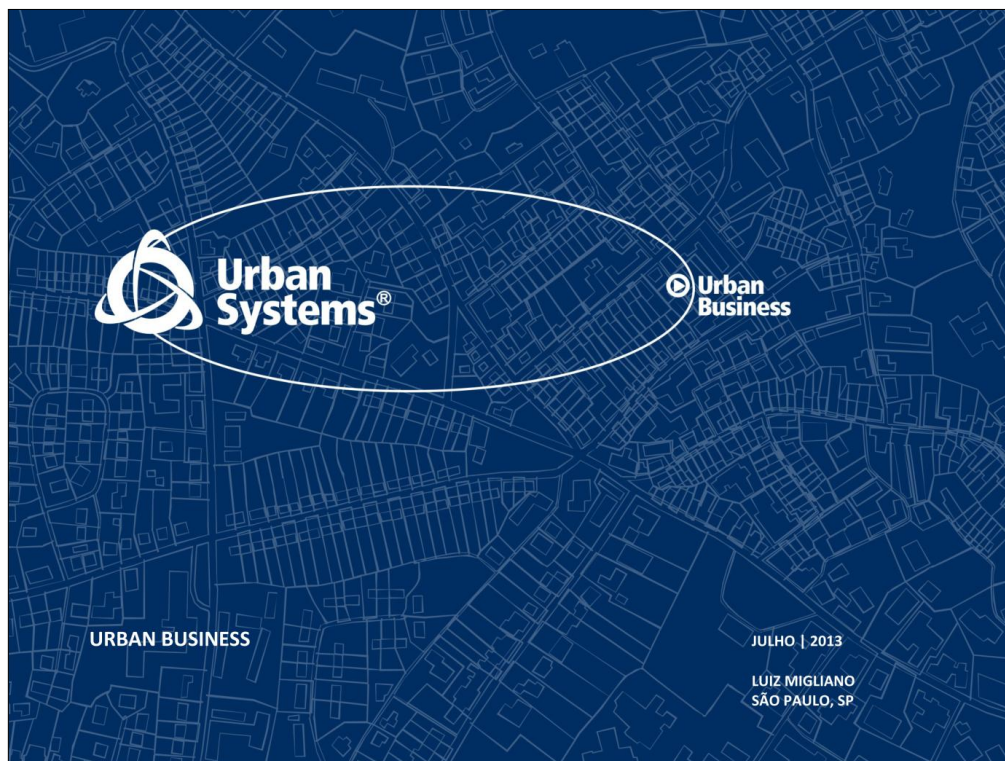
<b><u>Código</u></b>	<b><u>Título do desenho</u></b>
DE-2013-TF-SPR-AF-0-01-0	Sistema Predial de Água Fria - Planta
DE-2013-TF-SPR-AF-0-02-0	Sistema Predial de Água Fria – Corte
DE-2013-TF-SPR-AF-0-03-0	Sistema Predial de Água Fria – Detalhe do Reservatório Superior
DE-2013-TF-SPR-ES-0-01-0	Esgoto Sanitário – Planta
DE-2013-TF-SPR-AP-1-01-1	Sistema Predial de Água Pluvial - Traçado da cobertura
DE-2013-TF-SPR-AP-1-02-0	Sistema Predial de Água Pluvial – Planos de escoamento da cobertura
DE-2013-TF-SPR-AP-1-03-1	Sistema Predial de Água Pluvial – Detalhe do Reservatório Superior

---

---

## ANEXO A – ESTUDO MERCADOLÓGICO

Segue abaixo o estudo mercadológico elaborado em parceria com a *Urban Systems*®.



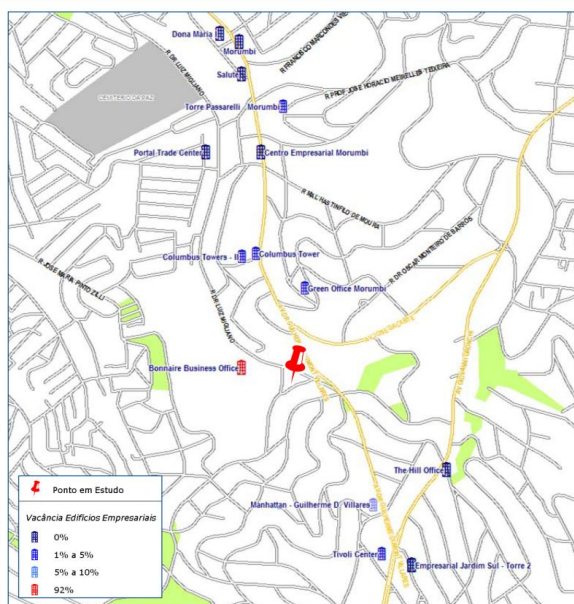
## Empresarial - Próximos

### Conceito

- Os edifícios empresariais da região estão localizados na região do Shopping Portal do Morumbi, ou próximos ao Shopping Jardim Sul.
- Dos **17 edifícios empresariais** da região:
  - 8 foram entregues antes de 2000.
  - 5 foram entregues entre 2000 e 2007.
  - 4 foram entregues depois de 2010, entre eles o **Bonnaire**, próximo ao ponto em estudo.

### Bonnaire

- Entregue em 2010.
- ABL: 20.000 m<sup>2</sup>.
- Vacância de 92%.
- Valor de locação: R\$ 50/m<sup>2</sup>.
- Possui infraestrutura para Mall (62 lojas), além de auditório e restaurante.



Fonte: IBGE / Urban Systems, 2013.

© 2013 URBAN SYSTEMS TODOS OS DIREITOS RESERVADOS

3

## Empresarial - Próximos

### Conceito

Nome	Endereço	Entrega	Equipamentos													Área Andar	Área Locável Total	Área Locável Disponível	Vacância	Valor (R\$/m <sup>2</sup> )		
			FIBROÓTICA	HELIPONTO	ACADEMIA	AUDITÓRIO	RESTAURANT	BANCO	CANVA	CFTV	SPRINKLERS	ELEVADORES	MOCONJUNTO	VAGAS	ANDARES							
Portal Trade Center	Rua Dr. Luiz Migliano	jun/88																275	2.750	-	0%	R\$ -
Tivoli Center	Rua Eng. Antônio Jovino	dez/94	X	X						X	X	X	X	2	5	2	10	816	6.528	204	3%	R\$ 60
Torre Passarelli - Morumbi	Rua Dr. Luiz Migliano	jul/97	X											4	8	18	10	320	3.200	80	3%	R\$ -
Dona Maria I	Av. Dr. Guilherme D. Villares	nov/97												1	8	3	250	750	-	0%	R\$ -	
Salute	Av. Dr. Guilherme D. Villares	jan/98	X								X	X	1	15	3	3	450	1.350	-	0%	R\$ -	
Manhattan	Av. Dr. Guilherme D. Villares	mar/99												2	4	4	6	176	1.056	84	8%	R\$ 38
Columbus Tower	Av. Dr. Guilherme D. Villares	abr/99												3	5	1	10	175	1.750	70	4%	R\$ 51
Morumbi	Av. Dr. Guilherme D. Villares	ago/99												2	2	4	6	110	660	-	0%	R\$ -
The Hill Office	Av. Giovanni Gronchi	jan/00												2	4	8	7	188	1.316	-	0%	R\$ -
Jardim Sul Office Tower	Rua Nelson Gama de Oliveira	mar/01												2	6	6	11	210	2.310	105	5%	R\$ 45
Columbus Towers - II	Rua Karl Richtr	jun/01									X	X	2	9	9	7	297	1.782	66	4%	R\$ 51	
11º Cartório	Rua Nelson Gama de Oliveira	set/02									X	X	1	1	6	4	180	720	-	0%	R\$ -	
Green Office Morumbi	Rua Domingos Lopes da Silva	dez/07												3	7	7	13	256	3.328	36	1%	R\$ 46
Bonnaire Business Office	Rua Dr. Luiz Migliano	jan/12	X			X	X				X	X	10	19	10	25	800	20.000	18.364	92%	R\$ 50	
Centro Empresarial Morumbi	Av. Dr. Guilherme D. Villares	jan/13	X								X	X	3	6	12	12	396	4.752	-	0%	R\$ 56	
Emp. Jardim Sul - Torre 1	Rua Jandiataba	nov/13									X	X	#	12	15	6	1.043	6.258	-	0%	R\$ 85	
Emp. Jardim Sul - Torre 2	Rua Jandiataba	nov/13									X	X	9	12	15	6	1.043	6.258	-	0%	R\$ 85	

- Os empreendimentos **mais antigos** são em sua maioria **edifícios menores**, com até 2.500 m<sup>2</sup> de área útil locável.
  - Apresentam baixa vacância** devido ao **menor valor de locação**, condomínio e IPTU, em relação aos **edifícios mais novos**, que apresentam maior e **melhor infraestrutura** e **consequentemente maiores preços**.
- O **Bonnaire Business Office**, por estar afastado dos polos comerciais da região, apresenta **maior taxa de vacância**, sendo um empreendimento que não vingou comercialmente.

Fonte: IBGE / Urban Systems, 2013.

© 2013 URBAN SYSTEMS TODOS OS DIREITOS RESERVADOS

4

# Comercial

© 2013 URBAN SYSTEMS TODOS OS DIREITOS RESERVADOS

5



COMERCIAL

## Comercial - Área de Influência

### Conceito

- Para delimitar esta área, são considerados diversos fatores que podem interferir na abrangência do mercado de um empreendimento com esta característica, tais como:
  - localização do ponto (posicionamento no contexto do mercado);
  - barreiras naturais e estruturais (rios, ferrovias, rodovias, etc.);
  - condições e formas de acessos (vias, avenidas, transporte, etc.);
  - tempo de percurso (minutos gastos para se chegar até o empreendimento);
  - limitação de distâncias (quilometragem da origem-destino);
  - concorrência (presença de empreendimentos semelhantes no mercado);
  - cenário futuro da concorrência (projetos para novos empreendimentos);
  - atratividade do futuro shopping (tamanho, qualidade, especialização e mix);
  - polarização do local (convergência de pessoas a negócios, passeios, saúde, etc.);
  - atratividade da cidade sobre as cidades da região (polarização).
- A Área de Influência para o ponto em estudo, apresenta os seguintes números:

Área de Influência	Domicílios *	População *	Renda Média Familiar	Renda Total Mensal (x mil) *
Primária	7.317	19.081	R\$ 13.497	R\$ 98.755

Fonte: IBGE / Urban Systems, 2013.

\* Projeção

© 2013 URBAN SYSTEMS TODOS OS DIREITOS RESERVADOS

6



COMERCIAL - ÁREA DE INFLUÊNCIA



## Comercial - Dados Demográficos

### Distribuição e Evolução dos Domicílios

Área de Influência	TGCA (%)*	Período		
		2013 **	2015 **	2017 **
		Domicílios		
Primária	4,1	7.317	7.935	8.606
<b>São Paulo</b>	<b>1,7</b>	<b>3.799.389</b>	<b>3.932.167</b>	<b>4.069.585</b>

Fonte: IBGE / Urban Systems, 2013. \* Taxa Geométrica de Crescimento Anual \*\* Projeção

### Distribuição dos Domicílios por Faixa de Rendimento do Chefe em Salários Mínimos

— As maiores incidências de domicílios por faixa de rendimento estão na faixa “Mais de 15” salários mínimos com 38%.

#### Rendimento do Chefe

Área de Influência	Domicílios por Faixa de Rendimento em Salários Mínimos *							
	Mais de 15	De 10 a 15	De 05 a 10	De 02 a 05	De 01 a 02	Até 01	Sem Renda	Total
Primária	2.776	747	1.531	986	431	237	609	<b>7.317</b>
Participação	37,9%	10,2%	20,9%	13,5%	5,9%	3,2%	8,3%	<b>100,0%</b>
<b>São Paulo</b>	<b>207.587</b>	<b>107.443</b>	<b>427.711</b>	<b>924.702</b>	<b>1.015.065</b>	<b>509.493</b>	<b>607.388</b>	<b>3.799.389</b>
<b>% →</b>	<b>5,5%</b>	<b>2,8%</b>	<b>11,3%</b>	<b>24,3%</b>	<b>26,7%</b>	<b>13,4%</b>	<b>16,0%</b>	<b>100,0%</b>

Fonte: IBGE / Urban Systems, 2013. \* Considerado Rendimento do chefe

© 2013 URBAN SYSTEMS TODOS OS DIREITOS RESERVADOS

9

## Comercial - Dados Demográficos

#### Rendimento da Família

### Distribuição da Renda Familiar

— A renda média familiar mensal estimada para 2013 é de R\$ 13.497 superior em 235% a média de São Paulo = R\$ 4.033 e o volume total de renda mensal é estimado em R\$ 98,8 milhões/mês, em 2013.

Área de Influência	TGCA *	Renda Média Domiciliar (R\$/mês) **			Renda Total (R\$ x mil/mês) **		
		2013	2015	2017	2013	2015	2017
Primária	8,9	13.497	14.763	16.147	98.755	117.149	138.970
<b>São Paulo</b>	<b>6,7</b>	<b>4.033</b>	<b>4.432</b>	<b>4.871</b>	<b>15.321.435</b>	<b>17.427.188</b>	<b>19.822.351</b>

Fonte: IBGE / Urban Systems, 2013. \* Taxa Geométrica de Crescimento Anual \*\* Projeção

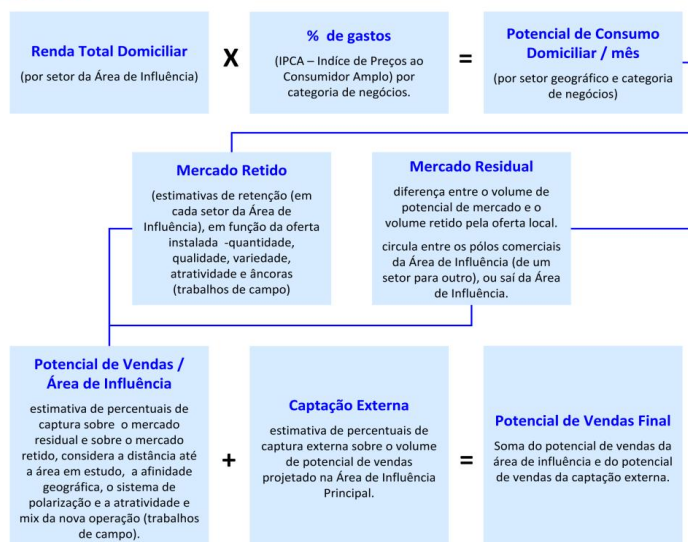
© 2013 URBAN SYSTEMS TODOS OS DIREITOS RESERVADOS

10



## Comercial - Potencial de Mercado

### Metodologia de Cálculo



© 2013 URBAN SYSTEMS TODOS OS DIREITOS RESERVADOS

13



## Comercial - Potencial de Mercado

### Percentuais de Gastos

- Para efetuar a composição dos percentuais de gastos de cada categoria de negócios foram utilizados os índices de consumo do IPCA (Índice de Preços ao Consumidor Amplo), realizada pelo IBGE, na região metropolitana de São Paulo.
- Esses percentuais indicam a parcela da renda domiciliar destinada ao consumo de produtos e serviços (por categoria de negócios).
- Esses índices sofrem variações de acordo com o perfil social de cada setor geográfico da área de influência.

Categoria	Região Metropolitana de São Paulo	Ponderado Área de Influência
<b>Comércio</b>	<b>45,6%</b>	<b>38,3%</b>
Gêneros Alimentícios	14,0%	10,2%
Conveniência	4,7%	3,9%
Vestuário	5,8%	5,1%
Artigos do Lar	4,6%	3,8%
Artigos Diversos	5,3%	4,5%
Construção (reparos)	2,1%	2,4%
Alimentação	8,9%	8,5%
<b>Serviços</b>	<b>5,2%</b>	<b>5,6%</b>
<b>Entretenimento</b>	<b>0,6%</b>	<b>0,5%</b>
<b>Total</b>	<b>51,3%</b>	<b>44,4%</b>

Fonte: IBGE / Urban Systems, 2013.

© 2013 URBAN SYSTEMS TODOS OS DIREITOS RESERVADOS

14



## Comercial - Potencial de Mercado

### Potencial de Consumo

- O potencial de consumo para as categorias é obtido através da relação renda total mensal do mercado X percentual de gastos médios domiciliares para as categorias consideradas, onde obtemos um volume total de R\$ 43,9 milhões/mês para o ano de referência de 2013, com a seguinte distribuição:

Área de Influência	Renda Total Mensal (R\$ x mil)	Potencial de Consumo Mensal (R\$ x mil) *
Primária	98.755	43.855

Fonte: IBGE / Urban Systems, 2013.

### Mercado Retido

- Para a estimativa desses volumes, utilizou-se como referência o grau de atratividade dos polos comerciais, a oferta instalada e a presença de lojas-âncora, projetando-se um volume de retenção em torno de R\$ 30,8 milhões/mês pelas atividades instaladas inseridas na Área de Influência.

Área de Influência	% de retenção interna na Área de Influência	Volume de Mercado Retido (R\$ x mil / mês)
Primária	70%	30.832

Fonte: IBGE / Urban Systems, 2013.

© 2013 URBAN SYSTEMS TODOS OS DIREITOS RESERVADOS

15



## Comercial - Potencial de Mercado

### Mercado Residual

- A presença de polos comerciais de baixa, média e alta atratividade nos bairros que compõem a Área de Influência gera uma movimentação natural interna e externa de consumidores.
- O potencial residual estimado no mercado em estudo, para o ano referência de 2013, é de R\$ 13,0 milhões/mês.

Área de Influência	% de residual	Volume de Mercado Residual (R\$ x mil / mês)
Primária	30%	13.023

Fonte: IBGE / Urban Systems, 2013.

### Market Share - Potencial de Vendas 2013

- Através da estimativa das fatias de captura na Área de Influência, chega-se ao índice de captação sobre o Mercado Residual e sobre a Oferta Instalada.

Área de Influência	Sobre o Mercado Residual		Sobre o Mercado Retido		Volume Total (R\$ x mil/mês) 2013
	Part.	Volume (R\$ x mil/mês)	Part.	Volume (R\$ x mil/mês)	
Primária	12,7%	1.649	6,2%	1.907	3.556

Fonte: IBGE / Urban Systems, 2013.

© 2013 URBAN SYSTEMS TODOS OS DIREITOS RESERVADOS

16



## Comercial - Potencial de Mercado

### Área Bruta Locável Recomendada

— Considerando as vendas médias por m<sup>2</sup> orientadas pelo desempenho da ABRASCE (Associação Brasileira de Shopping Centers), tem-se os seguintes números referenciais para dimensionamento da Área Comercial:

Categoria	Potencial de Vendas Final (R\$ x mil / mês)				Venda Média / m <sup>2</sup> (R\$)			Área Bruta Locável Recomendada			
	2013	Part.	2015*	2017*	2013	2015*	2017*	2013	Part.	2015*	2017*
Gêneros Alimentícios	889	25,0%	1.055	1.251	1.500	1.530	1.561	593	14,2%	689	802
Conveniência	324	9,1%	384	455	1.200	1.224	1.249	270	6,5%	314	365
Vestuário	371	10,4%	440	522	1.100	1.122	1.145	338	8,1%	392	456
Artigos do Lar	328	9,2%	389	462	1.100	1.122	1.145	298	7,1%	347	403
Artigos Diversos	406	11,4%	482	571	1.200	1.224	1.249	338	8,1%	394	458
Construção (reparos)	151	4,2%	179	212	750	765	780	201	4,8%	234	272
Alimentação	615	17,3%	730	865	1.200	1.224	1.249	513	12,3%	596	693
Serviços	429	12,1%	509	603	300	306	312	1.429	34,2%	1.662	1.933
Entretenimento	43	1,2%	51	61	220	224	229	197	4,7%	229	266
<b>Total</b>	<b>3.556</b>	<b>100,0%</b>	<b>4.218</b>	<b>5.004</b>	<b>852</b>	<b>869</b>	<b>886</b>	<b>4.176</b>	<b>100,0%</b>	<b>4.856</b>	<b>5.647</b>

Fonte: IBGE / Urban Systems, 2013.

\* contempla somente o crescimento da população, renda e venda por m<sup>2</sup> e não o aumento da atratividade do shopping, na linha do tempo.  
© 2013 URBAN SYSTEMS TODOS OS DIREITOS RESERVADOS

17

## Comercial - Receitas Básicas Estimadas

Categoria	Valor Médio de Locação por m <sup>2</sup> da ABL		
	ABL (m <sup>2</sup> )	Aluguel Sugerido Luiz Migliano (R\$ / m <sup>2</sup> )	Receita Aluguel (mês)
Gêneros Alimentícios	593	R\$ 16,24	R\$ 9.624,34
Conveniência	270	R\$ 93,94	R\$ 25.333,17
Vestuário	338	R\$ 67,72	R\$ 22.856,89
Artigos do Lar	298	R\$ 50,52	R\$ 15.066,49
Artigos Diversos	338	R\$ 84,07	R\$ 28.451,02
Construção (reparos)	201	R\$ 90,80	R\$ 18.237,64
Alimentação	513	R\$ 115,62	R\$ 59.259,81
Serviços	1.429	R\$ 93,94	R\$ 134.273,79
Entretenimento	197	R\$ 19,60	R\$ 3.855,73
<b>Total / Média</b>	<b>4.176</b>	<b>R\$ 75,90</b>	<b>R\$ 316.958,9</b>

© 2013 URBAN SYSTEMS TODOS OS DIREITOS RESERVADOS

18

# Considerações Finais

© 2013 URBAN SYSTEMS TODOS OS DIREITOS RESERVADOS

19



CONSIDERAÇÕES FINAIS

## Considerações Finais

### Conceito

- Dos 4.176 m<sup>2</sup> de ABL comercial, conforme potencial ao lado, consideramos:

### Serviços

- Maior potencial para o projeto está na categoria de serviços, com ABL potencial de até 1.429 m<sup>2</sup>.
- Categoria que permite **uso misto**, com a implantação de estabelecimento **com 2 andares, com usos distintos**.
- **Sem potencial para agências bancárias**, pois essas localizam-se preferencialmente em vias de alto fluxo de veículos, junto a polos comerciais, além de já haver oferta de agências das principais redes bancárias na área de influência (Itaú, Itaú Personalite, Caixa, Santander, Banco do Brasil, Bradesco e City Bank).
- Sugestões:
  - **Escola de idiomas:** oferta de apenas 2 redes: Yazigi e Wise Up. Perfil de público de alto padrão, com concentração de edifícios residenciais (público target) e proximidade com escolas de bom padrão, como Pentágono.
  - **Clínicas e consultórios:** 11,7% da população da área de influência primária possui mais de 50 anos.
  - Laboratório de análise.

### Conveniência

- Baixa ABL potencial, porém estabelecimentos desse porte apresentam menor ABL.
  - **Potencial para desenvolvimento de Drogeria.**
  - Mesmo com a existência de outras farmácias na região, a localização em Avenida, com bom fluxo de veículos e próxima de um empreendimento empresarial, geram oportunidade para o negócio.

Categoria	ABL Reco-
	mendada
2013	
Gêneros Alimentícios	593
Conveniência	270
Vestuário	338
Artigos do Lar	298
Artigos Diversos	338
Construção (reparos)	201
Alimentação	513
Serviços	1.429
Entretenimento	197
<b>Total</b>	<b>4.176</b>

© 2013 URBAN SYSTEMS TODOS OS DIREITOS RESERVADOS

20



COMERCIAL - ÁREA DE INFLUÊNCIA

## Considerações Finais

### Gêneros Alimentícios

—Pequena oportunidade para implantação de **Gêneros Alimentícios**:

—Os **593 m<sup>2</sup>** de ABL ocupariam toda a Área do Projeto, inviabilizando áreas adicionais, além de impossibilitar a implantação do número de vagas adequados para esse tipo de empreendimento.

—Consideramos ainda que a concorrência existente e próxima: Pão de Açúcar, Hortifruti e demais âncoras, possuem maior capacidade de atração do que um empreendimento desse perfil no ponto em estudo

### Construção

—Baixo potencial.

—A região apresenta âncora muito forte nesse seguimento (C&C), além de redes próprias com grande apelo de marca (Portobello e Recesa), reduzindo o potencial de nova unidade.

### Alimentação

—Há boa oportunidade para estabelecimento de alimentação do tipo restaurante no ponto em estudo.

—Há potencial para o setor.

—A proximidade com o **Ragazzo**, e a churrascaria **Poncho Verde** já tornam a região destino de Restaurante.

—Entretanto, o pequeno tamanho do terreno inviabiliza a implantação de um Restaurante do tipo âncora, por não permitir mais de 300 m<sup>2</sup> para o empreendimento, além do baixo número de vagas.

Categoria	ABL Recomendada
	2013
Gêneros Alimentícios	593
Conveniência	270
Vestuário	338
Artigos do Lar	298
Artigos Diversos	338
Construção (reparos)	201
Alimentação	513
Serviços	1.429
Entretenimento	197
<b>Total</b>	<b>4.176</b>

© 2013 URBAN SYSTEMS TODOS OS DIREITOS RESERVADOS

21



COMERCIAL - ÁREA DE INFLUÊNCIA

## Considerações Finais

### Vestuário, Artigos para o Lar e Artigos Diversos

—Categorias com menor potencial de ABL na área de influência.

—Além disso, essas categorias de uso funcionam melhor em polos comerciais, por apresentarem menor poder de atratividade, geralmente se beneficiando do fluxo gerado por estabelecimentos âncoras.

### Conclusão:

Uso comercial piso inferior (Farmácia, Clínica, Laboratório ou escola de idiomas). Salas comerciais Piso Superior (média de 25 m<sup>2</sup>, com lavabo, máximo de 2 pontos de água).

Categoria	ABL Recomendada
	2013
Gêneros Alimentícios	593
Conveniência	270
Vestuário	338
Artigos do Lar	298
Artigos Diversos	338
Construção (reparos)	201
Alimentação	513
Serviços	1.429
Entretenimento	197
<b>Total</b>	<b>4.176</b>

© 2013 URBAN SYSTEMS TODOS OS DIREITOS RESERVADOS

22



COMERCIAL - ÁREA DE INFLUÊNCIA

## ANEXO B – ESTOQUE PARA OUTORGA ONEROSA

O terreno situa-se na jurisdição da subprefeitura da Vila Andrade.

Secretaria Municipal de Desenvolvimento Urbano  
Departamento Técnico de Uso do Solo - DEUSO  
Outorga Onerosa do Direito de Construir

Data de Emissão: 24/06/2013

### Situação do estoque NÃO RESIDENCIAL - geral

Subpref.	Distrito	Total Estoque (m2)	Comprometido (m2)
MO	AGUA RASA	80.000,00	12.687,09
PI	ALTO DE PINHEIROS	15.000,00	10.394,41
PR	ANHANGUERA	não se aplica	não se aplica
AF	ARICANDUVA	10.000,00	-
PE	ARTUR ALVIM	10.000,00	63,21
LA	BARRA FUNDA	80.000,00	1.954,43
SE	BELA VISTA	40.000,00	39.904,76
MO	BELEM	40.000,00	15.012,58
SE	BOM RETIRO	30.000,00	29.264,15
MO	BRAS	90.000,00	6.283,15
FO	BRASILANDIA	5.000,00	-
BT	BUTANTA	40.000,00	13.938,72
CV	CACHOEIRINHA	15.000,00	581,13
SE	CAMBUCI	10.000,00	926,58
SA	CAMPO BELO	20.000,00	18.167,33
SA	CAMPO GRANDE	50.000,00	49.918,58
CL	CAMPO LIMPO	20.000,00	123,90
PE	CANGAIBA	20.000,00	126,09
CL	CAPAO REDONDO	10.000,00	4.871,14
AF	CARRAO	40.000,00	4.773,53
CV	CASA VERDE	20.000,00	13.295,61
AD	CIDADE ADEMAR	15.000,00	-
CS	CIDADE DUTRA	5.000,00	-
IQ	CIDADE LIDER	5.000,00	2.131,33
CT	CIDADE TIRADENTES	1.000,00	-
SE	CONSOLACAO	60.000,00	56.518,47
IP	CURSINO	40.000,00	11.961,71
EM	ERMELINO MATARAZZO	5.000,00	884,64
FO	FREGUESIA DO O	30.000,00	1.507,96
CS	GRAJAU	não se aplica	não se aplica
G	GUAIANASES	10.000,00	-
SM	IGUATEMI	1.000,00	-
IP	IPIRANGA	10.000,00	9.990,97
PI	ITAIM BIBI	90.000,00	87.973,70
IT	ITAIM PAULISTA	10.000,00	-
IQ	ITAQUERA	20.000,00	-
JA	JABAQUARA	80.000,00	11.112,69
JT	JACANA	5.000,00	4.911,85
LA	JAGUARA	10.000,00	-
LA	JAGUARE	8.000,00	7.999,38
PJ	JARAGUA	4.000,00	1.199,54
MB	JARDIM ANGELA	1.000,00	-
MP	JARDIM HELENA	3.000,00	-
PI	JARDIM PAULISTA	50.000,00	39.332,24
MB	JARDIM SAO LUIS	10.000,00	9.687,56
IQ	JOSE BONIFACIO	10.000,00	-
G	LAJEADO	1.000,00	-
LA	LAPA	20.000,00	20.000,00
SE	LIBERDADE	105.000,00	59.573,72
CV	LIMAO	80.000,00	7.596,37

ST	MANDAQUI	20.000,00	16.244,61
PA	MARSILAC	não se aplica	não se aplica
VM	MOEMA	100.000,00	32.704,88
MO	MOOCA	40.000,00	39.777,42
BT	MORUMBI	10.000,00	9.982,58
PA	PARELHEIROS	não se aplica	não se aplica
MO	PARI	40.000,00	2.165,43
IQ	PARQUE DO CARMO	3.000,00	-
AD	PEDREIRA	2.000,00	-
PE	PENHA	30.000,00	3.197,01
LA	PERDIZES	40.000,00	32.111,28
PR	PERUS	2.000,00	-
PI	PINHEIROS	110.000,00	20.433,70
PJ	PIRITUBA	40.000,00	15.462,81
EM	PONTE RASA	5.000,00	40,00
BT	RAPOSO TAVARES	não se aplica	não se aplica
SE	REPUBLICA	10.000,00	-
BT	RIO PEQUENO	20.000,00	1.180,33
IP	SACOMA	80.000,00	2.357,27
SE	SANTA CECILIA	30.000,00	29.963,94
ST	SANTANA	60.000,00	59.958,30
SA	SANTO AMARO	100.000,00	99.967,52
PJ	SAO DOMINGOS	20.000,00	119,08
VP	SAO LUCAS	50.000,00	-
SM	SAO MATEUS	10.000,00	-
MP	SAO MIGUEL	10.000,00	6.807,72
SM	SAO RAFAEL	1.000,00	-
VP	SAOPEMBA	4.000,00	207,30
VM	SAUDE	70.000,00	19.020,20
SE	SE	10.000,00	-
CS	SOCORRO	8.000,00	225,47
MO	TATUAPE	120.000,00	39.503,72
JT	TREMEMBE	1.000,00	-
ST	TUCURUVI	30.000,00	28.278,74
CL	VILA ANDRADE	80.000,00	79.500,01
IT	VILA CURUCA	5.000,00	-
AF	VILA FORMOSA	40.000,00	39.927,36
MG	VILA GUILHERME	10.000,00	9.561,98
MP	VILA JACUI	10.000,00	535,82
LA	VILA LEOPOLDINA	60.000,00	60.000,00
MG	VILA MARIA	30.000,00	3.120,04
VM	VILA MARIANA	100.000,00	64.150,59
PE	VILA MATILDE	20.000,00	191,98
MG	VILA MEDEIROS	5.000,00	426,99
VP	VILA PRUDENTE	30.000,00	18.007,42
BT	VILA SONIA	50.000,00	3.068,43

FONTE: PMSP/SMDU/DEUSO

Fonte: Prefeitura de São Paulo, 2013

## ANEXO C – PARÂMETROS LEGAIS DE PROJETO

O terreno situa-se em uma área enquadrada na categoria ZM-3a/02.

Plano Regional Estratégico da Subprefeitura Santo Amaro - PRE - SA  
Quadro 04 Livro XIV - Anexo à Lei nº 13.885, de 25 de agosto de 2004  
CARACTERÍSTICAS DE APROVEITAMENTO, DIMENSIONAMENTO E OCUPAÇÃO DOS LOTES

CARACTERÍSTICAS DAS ZONAS DE USO	ZONAS DE USO	COEFICIENTE DE APROVEITAMENTO			CARACTERÍSTICAS DE DIMENSIONAMENTO E OCUPAÇÃO DOS LOTES					RECUOS MÍNIMOS (m)		
		MÍNIMO	BÁSICO	MÁXIMO	TAXA DE OCUPAÇÃO MÁXIMA	TAXA DE PERMEABILIDADE MÍNIMA	LOTE MÍNIMO (m <sup>2</sup> )	FRENTE MÍNIMA (m)	GABARITO DE ALTURA MÁXIMO (m)	FRENTE	ALTURA DA EDIFICAÇÃO MENOR OU IGUAL A 6,00 m	FUNDOS E LATERAIS ALTURA DA EDIFICAÇÃO SUPERIOR A 6,00 m
ZER - BAIXA DENSIDADE	ZER-1/01(g), 02(g)	0,05	1,00	1,00	0,50	0,30	500 m <sup>2</sup>	10,00 m	10,00 m	5,00 m	2,00 m em toda a extensão	
	ZER-1/03(g), 04(g), 05, 06	0,05	1,00	1,00	0,50	0,30	250 m <sup>2</sup>	10,00 m	10,00 m	5,00 m	2,00 m em toda a extensão	
	ZER-2/01, 02, 03, 04	0,05	1,00	1,00	0,50	0,30	250 m <sup>2</sup>	10,00 m	15,00 m	5,00 m		(c)
ZER - MÉDIA DENSIDADE	ZER-3/01 e 02	0,05	1,00	1,00	0,50	0,30	250 m <sup>2</sup>	10,00 m	10,00 m	5,00 m		(c)
ZER - ALTA DENSIDADE												
ZONA CENTRALIDADE LINEAR INTERNA OU LINEIRA A ZER	ZCLz-1/01a 15	0,05	1,00	1,00	0,50	0,30	250 m <sup>2</sup>	10,00 m	10,00 m	5,00 m		(c)
Conforme as características de aproveitamento, dimensionamento e ocupação dos lotes iguais as das zonas lindeiras de cada lado da via.												
ZONA	ZCLz-1/16 e 17	0,05	1,00	1,00	0,50	0,30	250 m <sup>2</sup>	10,00 m	10,00 m	5,00 m		(c)
PREDOMINANTEMENTE INDUSTRIAL	ZPI-01, 02, 03	0,10	1,00	1,50	0,70	0,15	500 m <sup>2</sup>	15,00 m	15,00 m	5,00 m		(c) (d)
ZM - BAIXA DENSIDADE	ZM-1/05	0,20	1,00	1,00	0,50 (a)	0,15	125 m <sup>2</sup>	5,00 m	Sem limite	5,00 m (b)		(c) (d)
ZM - BAIXA DENSIDADE	ZM-1/01 a 11 exceto ZM-1/05	0,20	1,00	1,00	0,50 (a)	0,15	125 m <sup>2</sup>	5,00 m	25,00 m	5,00 m (b)		(c) (d)
ZM - MÉDIA DENSIDADE	ZM-2/02, 03, 04, 05, 06, 07	0,20	1,00	1,50	0,50 (a)	0,15	125 m <sup>2</sup>	5,00 m	15,00 m	5,00 m (b)		(c) (d)
ZM - MÉDIA DENSIDADE	ZM-2/01, 08, 09, 10	0,20	1,00	2,00	0,50 (a)	0,15	125 m <sup>2</sup>	5,00 m	25,00 m	5,00 m (b)		(c) (d)
ZM - ALTA DENSIDADE	ZM-2/11 (k)	0,10	1,00	1,50	0,70			5,00 m	15,00 m	5,00 m (b)		(c) (d)
ZM - ALTA DENSIDADE	ZM-3a/01 a 08	0,20	1,00	2,50	0,5 (a)	0,15	125 m <sup>2</sup>	5,00 m	SEM LIMITE	5,00 m (b)		(c) (d)
ZM - ALTA DENSIDADE	ZM-3b/01 e 02	0,20	2,00	2,00	0,50	0,15	125 m <sup>2</sup>	5,00 m	SEM LIMITE	5,00 m (b)		(c) (d)
ZM - ALTA DENSIDADE	ZCL-a/01, 02	0,20	1,00	1,50	0,50	0,15	125 m <sup>2</sup>	5,00 m	25,00 m	5,00 m (b)		(c) (d)
ZM - ALTA DENSIDADE	ZCL-a/03	0,20	1,00	2,50	0,70	0,15	125 m <sup>2</sup>	5,00 m	SEM LIMITE	5,00 m (b)		(c) (d)
ZM - ALTA DENSIDADE	ZCL-a/04 a 07	0,20	1,00	2,50	0,70	0,15	125 m <sup>2</sup>	5,00 m	SEM LIMITE	5,00 m (b)		(c) (d)
ZM - ALTA DENSIDADE	ZCP-a/01 a 04	0,20	2,00	2,50	0,50	0,15	125 m <sup>2</sup>	5,00 m	SEM LIMITE	5,00 m (b)		(c) (d)
ZM - ALTA DENSIDADE	ZCL-b/01, 02	0,20	2,00	4,00	0,70	0,15	125 m <sup>2</sup>	5,00 m	SEM LIMITE	5,00 m (b)		(c) (d)
ZM - ALTA DENSIDADE	ZCP-b/01 a 03	0,20	2,00	4,00	0,70	0,15	125 m <sup>2</sup>	5,00 m	SEM LIMITE	5,00 m (b)		(c) (d)
ZM - ALTA DENSIDADE	ZCL-a-b/01	0,05	1,00	1,00	0,50	0,30	250 m <sup>2</sup>	10,00 m	10,00 m	5,00 m		(c)
ZONA CENTRALIDADE LINEAR DE PROTEÇÃO AMBIENTAL	ZCLp/01 a 05	0,05	1,00	1,00	0,50	0,30	250 m <sup>2</sup>	10,00 m	10,00 m	5,00 m		(c)

Fonte: Prefeitura de São Paulo, 2004

A edificação projetada pertence a categoria nR1.

QUADRO nº 02/If Anexo à Parte III da Lei nº 13.885, de 25 de agosto de 2004  
INSTALAÇÃO DE ATIVIDADES NÃO RESIDENCIAIS POR ZONA E CATEGORIA DE VIA DO SISTEMA VIÁRIO DO MUNICÍPIO E PARÂMETROS DE INCOMODIDADE

ZONA: ZIM e ZMp  
ESTRUTURAS N3

Folha 1/2

<b>PARÂMETROS DE INCOMODIDADE A SEREM OBSERVADOS:</b>	
<b>EMISSION DE RUÍDO:</b>	diurno, NCA* ≤65 decibéis e noturno NCA* ≤ 50 decibéis, considerados como períodos diurno e noturno aqueles compreendidos entre as 7:00 e 22:00 horas e entre 22:00 e 7:00 horas respectivamente.
<b>HORÁRIO PARA CARGA E DESCARGA:</b>	de acordo com regulamentação do órgão competente.
<b>VIBRAÇÃO ASSOCIADA:</b>	conforme o que vier a ser estabelecido pela legislação ambiental federal, estadual ou municipal ou por Normas da ABNT, na falta deste a critério do órgão ambiental municipal, não devendo os níveis atingidos oferecer riscos à saúde e bem estar da população.
<b>EMISSION DE RADIAÇÃO:</b>	(VETADO)
<b>EMISSION DE ODORES:</b>	até limites por faixa de frequência estabelecidos pela Resolução/Anatel/303/2002, ou outra que vier a sucedê-la ou substituí-la, bem como disposto na legislação municipal, no que se refere à instalação de antenas transmissoras de telefonia celular.
<b>EMISSION DE GASES, VAPORES E MATERIAL PARTICULADO:</b>	vedada a emissão de substâncias odoríferas na atmosfera em quantidades que possam ser perceptíveis fora dos limites das áreas de sua propriedades.
<b>EMISSION DE FUMAÇA:</b>	vedada a emissão ou utilização de processos e operações que gerem gases, vapores e/ou material particulado, exceto fumaça, que possam, mesmo acidentalmente, colocar em risco a saúde, a segurança e o bem estar da população.
	permitida a utilização de qualquer tipo de combustível, não podendo emitir fumaça visível e odorante.

**CONDIÇÕES A SEREM OBSERVADAS NA INSTALAÇÃO DO USO:**

CATEGORIA DE USO	GRUPO DE ATIVIDADES (d)	ÁREA CONSTRUÍDA COMPUTÁVEL MÁXIMA	HORÁRIO DE FUNCIONAMENTO	NÚMERO MÁXIMO DE FUNCIONÁRIOS POR TURNO	LOTAÇÃO MÁXIMA	CONDIÇÕES PARA INSTALAÇÃO			PÁTIO PARA CARGA E DESCARGA	
						VAGAS PARA ESTACIONAMENTO	ÁREA PARA EMBARQUE/ DESEMBARQUE			
<b>NÃO RESIDENCIAL nR1 e nR2 (b) (c)</b>	Comércio de abastecimento de âmbito local	sem restrição				1) para área construída ≤ 100 m², 1 vaga a cada 50 m² de área computável ou fração; 2) para área construída > 100 m², 1 vaga a cada 4 m² de área destinada aos consumidores				
	Comércio de alimentação ou associado a diversões	sem restrição				1) nR1 = 1 vaga a cada 50 m² de área construída computável ou fração; 2) nR2 = 1 vaga a cada 35 m² de área construída computável ou fração.	não exigida		1) para área construída computável ≤ 100 m² não obrigatório; 2) para área construída computável > 100 m² e < 1.000 m², 1 vaga com espaço para manobra em cada lote; 3) para área construída computável > 1.000 m², 1 vaga a cada 1.000 m² ou fração de área construída computável, com espaço para manobra interno ao lote.	
	Comércio diversificado									
	Comércio Especializado									
	Indústrias Compatíveis e Toleráveis - Ind'ia e Ind'ib									
	Locais de Reunião ou Eventos									
	Serviços de lazer cultura e esportes (e)									
	Associações comunitárias, culturais e esportivas									
	Serviços de armazenamento e guarda de bens móveis		2.500 m² (a) (c)	sem restrição	sem restrição	sem restrição	1 vaga a cada 50 m² de área construída computável ou fração			
	Serviços Sociais		750 m² (a) (c)				1) nR1 = 1 vaga a cada 50 m² de área construída computável ou fração; 2) nR2 = 1 vaga a cada 35 m² de área construída computável ou fração. Vedada a locação para uso de estacionamentos privados.			obrigatória nas vias consideradas Área Especial de Tráfego
Serviços de educação										
Estabelecimentos de Ensino										
Seriado										

Fonte: Prefeitura de São Paulo, 2004

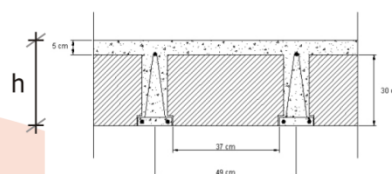
## ANEXO D – LAJE COM VIGOTA PRÉ MOLDADA CONVENCIONAL



**Tabela Estrutural LT35 (30,0 + 5,0) - (Enchimento + Capa)**

Peso Próprio = 260 kg/m<sup>2</sup>  
 Revestimento = 30 kg/m<sup>2</sup> (já incluído)  
 Condição de apoio = apoio simples  
 Consumo de concreto = 94 litros/m<sup>2</sup>

fck = 20 Mpa  
 capa = 5 cm  
 EPS H30/37 (Altura/Largura)  
**Treliça = TR30856**



Vão (m)	CARGA ACIDENTAL (kg/m <sup>2</sup> )											
	50	100	150	200	250	300	350	400	450	500	550	600
5,00	s/ adic	s/ adic	s/ adic	s/ adic	1φ 5,0	1φ 6,3	2φ 4,2	2φ 5,0	3φ 4,2	2φ 6,3	2φ 6,0	1φ 10,0
5,40	s/ adic	s/ adic	1φ 4,2	1φ 5,0	1φ 6,3	2φ 5,0	3φ 4,2	2φ 6,3	3φ 5,0	1φ 10,0	3φ 6,3	2φ 8,0
5,80	s/ adic	1φ 4,2	1φ 6,3	2φ 5,0	2φ 5,0	2φ 6,3	2φ 6,0	1φ 10,0	3φ 6,3	2φ 8,0	1φ 12,5	1φ 12,5
6,20	1φ 4,2	1φ 6,3	2φ 5,0	1φ 8,0	2φ 6,3	1φ 10,0	3φ 6,3	2φ 8,0	1φ 12,5	3φ 8,0	3φ 8,0	3φ 8,0
6,60	1φ 6,3	2φ 5,0	2φ 6,3	2φ 6,0	3φ 6,3	3φ 6,3	1φ 12,5	1φ 12,5	3φ 8,0	3φ 8,0	3φ 10,0	3φ 10,0
7,00	2φ 5,0	2φ 6,3	2φ 6,0	3φ 6,3	2φ 8,0	1φ 12,5	3φ 8,0	3φ 8,0	3φ 10,0	3φ 10,0	3φ 10,0	3φ 10,0
7,40	3φ 4,2	2φ 6,0	3φ 6,3	2φ 8,0	1φ 12,5	3φ 8,0	2φ 10,0	3φ 10,0	3φ 10,0	3φ 10,0	3φ 10,0	2φ 12,5
7,80	2φ 6,3	3φ 6,3	2φ 8,0	1φ 12,5	3φ 8,0	3φ 10,0	3φ 10,0	3φ 10,0	3φ 10,0	2φ 12,5	3φ 12,5	3φ 12,5
8,20	1φ 10,0	2φ 8,0	1φ 12,5	3φ 8,0	3φ 10,0	3φ 10,0	3φ 10,0	3φ 10,0	3φ 12,5	3φ 12,5	3φ 12,5	3φ 12,5
8,60	3φ 6,3	1φ 12,5	3φ 8,0	3φ 10,0	3φ 10,0	3φ 10,0	3φ 10,0	3φ 12,5	3φ 12,5	3φ 12,5	3φ 12,5	3φ 12,5
9,00	1φ 12,5	3φ 8,0	2φ 10,0	3φ 10,0	3φ 10,0	3φ 10,0	3φ 12,5	3φ 12,5	3φ 12,5	3φ 12,5	3φ 12,5	não OK
9,40	1φ 12,5	3φ 8,0	3φ 10,0	3φ 10,0	3φ 10,0	3φ 12,5	3φ 12,5	3φ 12,5	3φ 12,5	4φ 12,5	4φ 12,5	não OK
9,80	3φ 8,0	3φ 10,0	3φ 10,0	3φ 10,0	3φ 12,5	3φ 12,5	3φ 12,5	3φ 12,5	4φ 12,5	4φ 12,5	não OK	não OK
10,20	2φ 10,0	3φ 10,0	3φ 10,0	3φ 12,5	3φ 12,5	3φ 12,5	3φ 12,5	4φ 12,5	4φ 12,5	não OK	não OK	não OK
10,60	3φ 10,0	3φ 10,0	2φ 12,5	3φ 12,5	3φ 12,5	3φ 12,5	4φ 12,5	não OK	não OK	não OK	não OK	não OK
11,00	3φ 10,0	3φ 10,0	3φ 12,5	3φ 12,5	3φ 12,5	não OK	não OK	não OK	não OK	não OK	não OK	não OK
11,40	3φ 10,0	3φ 12,5	3φ 12,5	3φ 12,5	não OK	não OK	não OK	não OK	não OK	não OK	não OK	não OK
11,80	3φ 10,0	3φ 12,5	não OK	não OK	não OK	não OK	não OK	não OK	não OK	não OK	não OK	não OK
12,20	3φ 12,5	não OK	não OK	não OK	não OK	não OK	não OK	não OK	não OK	não OK	não OK	não OK

• Para maior detalhamento dos cálculos, utilize o programa PumaWin e/ou ligue para nosso Departamento Técnico

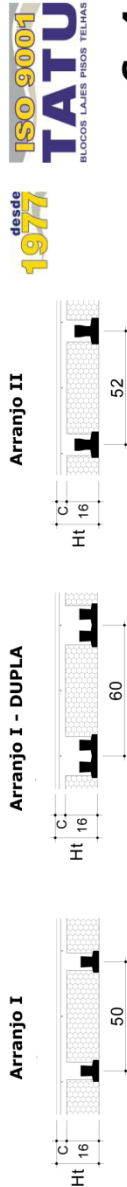
• Obs: Os diâmetros dos adicionais são apresentados em mm.

Os diâmetros de 4,2 a 6,0 mm são de aço CA60, os demais são de aço CA50

Para substituir: CA60 por CA50, aumentar 20% da área; CA50 por CA60, reduzir 20% da área

Considerar a contra flecha conforme a tabela da página 29

# ANEXO E – LAJE COM VIGOTA PRÉ MOLDADA PROTENDIDA



**C=4**

**f<sub>ck</sub>-CAPA = 25MPa**

Arranjo	Dados da Seção Transversal		Vãos Máximos - L <sub>MÁX.</sub> (cm)																	Vãos Máximos - L <sub>MÁX.</sub> (cm) para cada situação de escoramento						
	Vigota Tipo	Cons. (l/m <sup>3</sup> )	Peso (kg/m <sup>3</sup> )	M.R.U. (kN/m <sup>2</sup> )	M.R.U. (kN/m <sup>2</sup> )	Sobrecarga (kN/m <sup>2</sup> )																	0 ESCORA	1 ESCORA	2 ESCORAS	
						1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0	7,5	8,0	8,5	9,0				9,5
<b>I</b>	421	53	1,57	<b>15,9</b>	520	520	512	479	451	428	407	390	375	361	349	337	327	318	310	302	294	288	281	3,20	5,20	5,20
	431	53	1,57	<b>20,0</b>	600	600	574	537	506	480	457	438	420	405	391	379	367	357	347	338	330	323	316	3,20	6,00	6,00
	432	53	1,57	<b>24,7</b>	670	670	639	598	563	534	509	487	468	451	435	421	409	397	387	377	368	359	351	3,20	6,20	6,70
	442	53	1,57	<b>28,9</b>	795	748	692	646	609	578	550	527	506	488	471	456	442	430	418	408	398	388	380	3,20	6,20	7,95
	443	53	1,57	<b>33,1</b>	795	795	739	691	651	617	589	563	541	521	503	487	473	459	447	436	425	415	406	3,20	6,20	7,95
<b>II</b>	E443	50	1,57	<b>33,1</b>	877	799	739	691	651	617	589	563	541	521	503	487	473	459	447	436	425	415	406	5,00	6,20	10,00
	432D	68	2,53	<b>40,0</b>	670	670	670	654	625	600	578	558	540	523	508	494	482	470	459	449	439	430	420	3,20	6,20	6,70
	442D	68	2,53	<b>47,1</b>	795	795	786	745	709	678	651	627	605	585	567	551	536	522	510	498	487	476	467	3,20	6,20	7,95
	443D	68	2,53	<b>53,4</b>	795	795	795	793	755	722	693	668	645	624	605	587	571	557	543	530	519	508	497	3,20	6,20	7,95
	E443D	63	2,53	<b>53,4</b>	955	891	838	793	755	722	693	668	645	624	605	587	571	557	543	530	519	508	497	5,00	6,20	10,00
II	631	53	1,70	<b>44,6</b>	994	910	844	791	746	708	676	648	622	600	580	562	545	530	516	503	491	480	469	5,00	6,20	10,00

**C=5**

**f<sub>ck</sub>-CAPA = 25MPa**

Arranjo	Dados da Seção Transversal		Vãos Máximos - L <sub>MÁX.</sub> (cm)																	Vãos Máximos - L <sub>MÁX.</sub> (cm) para cada situação de escoramento						
	Vigota Tipo	Cons. (l/m <sup>3</sup> )	Peso (kg/m <sup>3</sup> )	M.R.U. (kN/m <sup>2</sup> )	M.R.U. (kN/m <sup>2</sup> )	Sobrecarga (kN/m <sup>2</sup> )																	0 ESCORA	1 ESCORA	2 ESCORAS	
						1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0	7,5	8,0	8,5	9,0				9,5
<b>I</b>	421	63	1,81	<b>15,6</b>	520	520	491	461	436	414	396	379	365	352	340	330	320	311	303	296	289	282	276	3,20	5,20	5,20
	431	63	1,81	<b>21,1</b>	600	600	573	537	508	483	461	442	425	410	396	384	373	363	353	344	336	329	321	3,20	6,00	6,00
	432	63	1,81	<b>26,2</b>	670	670	638	598	566	538	513	492	473	457	442	428	415	404	393	383	374	366	358	3,20	6,20	6,70
	442	63	1,81	<b>30,8</b>	795	744	691	649	613	583	557	534	513	495	479	464	450	438	426	416	406	397	388	3,20	6,20	7,95
	443	63	1,81	<b>35,2</b>	795	795	739	693	655	623	595	570	548	529	511	496	481	468	456	444	434	424	415	3,20	6,20	7,95
<b>II</b>	E443	60	1,81	<b>35,2</b>	866	795	739	693	655	623	595	570	548	529	511	496	481	468	456	444	434	424	415	4,82	6,20	10,00
	432D	78	2,77	<b>42,2</b>	670	670	670	670	654	625	600	578	558	540	523	508	494	482	470	459	449	439	430	3,20	6,20	6,70
	442D	78	2,77	<b>49,9</b>	795	795	789	749	715	685	658	635	613	594	576	560	546	532	519	507	496	486	476	3,20	6,20	7,95
	443D	78	2,77	<b>56,8</b>	795	795	795	795	763	731	703	678	655	634	615	598	582	568	554	542	530	519	508	3,20	6,20	7,95
	E443D	73	2,77	<b>56,8</b>	953	893	843	800	763	731	703	678	655	634	615	598	582	568	554	542	530	519	508	4,93	6,20	10,00
II	631	63	1,94	<b>47,5</b>	984	907	845	794	752	716	684	656	632	610	590	572	555	540	526	513	501	490	480	4,85	6,20	10,00

Condições de Escoramento:  Sem Escoramento  1 Linha de Escoramento  2 Linhas de Escoramento  Consultar Fábrica

Revisão: 25/05/12

Fonte: Catálogo técnico – Tatu, p. 5, 2013

## ANEXO F – TABELAS DA NBR 6118 (ABNT, 2007)

ABNT NBR 6118:2007

Tabela 11.1 - Coeficiente  $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$

Combinações de ações	Ações							
	Permanentes (g)		Variáveis (q)		Protensão (p)		Recalques de apoio e retração	
	D	F	G	T	D	F	D	F
Normais	1,4 <sup>1)</sup>	1,0	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0
Especiais ou de construção	1,3	1,0	1,2	1,0	1,2	0,9	1,2	0
Excepcionais	1,2	1,0	1,0	0	1,2	0,9	0	0

Onde:  
*D* é desfavorável, *F* é favorável, *G* representa as cargas variáveis em geral e *T* é a temperatura.  
<sup>1)</sup> Para as cargas permanentes de pequena variabilidade, como o peso próprio das estruturas, especialmente as pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3.

Tabela 11.2 - Valores do coeficiente  $\gamma_{f2}$

Ações		$\gamma_{f2}$		
		$\psi_0$	$\psi_1$ <sup>1)</sup>	$\psi_2$
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas <sup>2)</sup>	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas <sup>3)</sup>	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3

<sup>1)</sup> Para os valores de  $\psi_1$  relativos às pontes e principalmente aos problemas de fadiga, ver seção 23.  
<sup>2)</sup> Edifícios residenciais.  
<sup>3)</sup> Edifícios comerciais, de escritórios, estações e edifícios públicos.

Os valores das tabelas 11.1 e 11.2 podem ser modificados em casos especiais aqui não contemplados, de acordo com a ABNT NBR 8681.

O valor do coeficiente de ponderação de cargas permanentes de mesma origem, num dado carregamento, deve ser o mesmo ao longo de toda estrutura. A única exceção é o caso da verificação da estabilidade como corpo rígido.

### 11.7.2 Coeficientes de ponderação das ações no estado limite de serviço (ELS)

Em geral, o coeficiente de ponderação das ações para estados limites de serviço é dado pela expressão:

Tabela 11.3 - Combinações últimas

Combinações últimas (ELU)	Descrição	Cálculo das solicitações
Normais	Esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto armado <sup>1)</sup>	$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{eg} F_{egk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{oj} F_{qjk}) + \gamma_{eq} \psi_{oe} F_{eqk}$
	Esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto protendido	Deve ser considerada, quando necessário, a força de protensão como carregamento externo com os valores $P_{k\max}$ e $P_{k\min}$ para a força desfavorável e favorável, respectivamente, conforme definido na seção 9
	Perda do equilíbrio como corpo rígido	$S(F_{sd}) \geq S(F_{nd})$ $F_{sd} = \gamma_{gs} G_{sk} + R_d$ $F_{nd} = \gamma_{gn} G_{nk} + \gamma_q Q_{nk} - \gamma_{qs} Q_{s,\min}$ , onde: $Q_{nk} = Q_{1k} + \sum \psi_{oj} Q_{jk}$
Especiais ou de construção <sup>2)</sup>	$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{eg} F_{egk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{oj} F_{qjk}) + \gamma_{eq} \psi_{oe} F_{eqk}$	
Excepcionais <sup>2)</sup>	$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{eg} F_{egk} + F_{q1exc} + \gamma_q \sum \psi_{oj} F_{qjk} + \gamma_{eq} \psi_{oe} F_{eqk}$	
<p>Onde:</p> <p><math>F_d</math> é o valor de cálculo das ações para combinação última;</p> <p><math>F_{gk}</math> representa as ações permanentes diretas;</p> <p><math>F_{egk}</math> representa as ações indiretas permanentes como a retração <math>F_{egk}</math> e variáveis como a temperatura <math>F_{eqk}</math>;</p> <p><math>F_{qk}</math> representa as ações variáveis diretas das quais <math>F_{q1k}</math> é escolhida principal;</p> <p><math>\gamma_g, \gamma_{eg}, \gamma_q, \gamma_{eq}</math> – ver tabela 11.1;</p> <p><math>\psi_{oj}, \psi_{oe}</math> – ver tabela 11.2;</p> <p><math>F_{sd}</math> representa as ações estabilizantes;</p> <p><math>F_{nd}</math> representa as ações não estabilizantes;</p> <p><math>G_{sk}</math> é o valor característico da ação permanente estabilizante;</p> <p><math>R_d</math> é o esforço resistente considerado como estabilizante, quando houver;</p> <p><math>G_{nk}</math> é o valor característico da ação permanente instabilizante;</p> <p><math>Q_{nk} = Q_{nk} + \sum_{j=2}^m \psi_{oj} Q_{jk}</math>;</p> <p><math>Q_{nk}</math> é o valor característico das ações variáveis instabilizantes;</p> <p><math>Q_{1k}</math> é o valor característico da ação variável instabilizante considerada como principal;</p> <p><math>\psi_{oj}</math> e <math>Q_{jk}</math> são as demais ações variáveis instabilizantes, consideradas com seu valor reduzido;</p> <p><math>Q_{s,\min}</math> é o valor característico mínimo da ação variável estabilizante que acompanha obrigatoriamente uma ação variável instabilizante.</p> <p><sup>1)</sup> No caso geral, devem ser consideradas inclusive combinações onde o efeito favorável das cargas permanentes seja reduzido pela consideração de <math>\gamma_g = 1,0</math>. No caso de estruturas usuais de edifícios essas combinações que consideram <math>\gamma_g</math> reduzido (1,0) não precisam ser consideradas.</p> <p><sup>2)</sup> Quando <math>F_{q1k}</math> ou <math>F_{q1exc}</math> atuarem em tempo muito pequeno ou tiverem probabilidade de ocorrência muito baixa, <math>\psi_{oj}</math> pode ser substituído por <math>\psi_{2j}</math>. Este pode ser o caso para ações sísmicas e situação de incêndio.</p>		

## ABNT NBR 6118:2007

### 11.8.3 Combinações de serviço

#### 11.8.3.1 Classificação

São classificadas de acordo com sua permanência na estrutura e devem ser verificadas como estabelecido a seguir:

- quase permanentes: podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura e sua consideração pode ser necessária na verificação do estado limite de deformações excessivas;
- freqüentes: se repetem muitas vezes durante o período de vida da estrutura e sua consideração pode ser necessária na verificação dos estados limites de formação de fissuras, de abertura de fissuras e de vibrações excessivas. Podem também ser consideradas para verificações de estados limites de deformações excessivas decorrentes de vento ou temperatura que podem comprometer as vedações;
- raras: ocorrem algumas vezes durante o período de vida da estrutura e sua consideração pode ser necessária na verificação do estado limite de formação de fissuras.

#### 11.8.3.2 Combinações de serviço usuais

Para facilitar a visualização, essas combinações estão dispostas na tabela 11.4.

**Tabela 11.4 - Combinações de serviço**

Combinações de serviço (ELS)	Descrição	Cálculo das solicitações
Combinações quase permanentes de serviço (CQP)	Nas combinações quase permanentes de serviço, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + \Sigma \psi_{2j} F_{qjk}$
Combinações freqüentes de serviço (CF)	Nas combinações freqüentes de serviço, a ação variável principal $F_{q1}$ é tomada com seu valor freqüente $\psi_1 F_{q1k}$ e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + \psi_1 F_{q1k} + \Sigma \psi_{2j} F_{qjk}$
Combinações raras de serviço (CR)	Nas combinações raras de serviço, a ação variável principal $F_{q1}$ é tomada com seu valor característico $F_{q1k}$ e todas as demais ações são tomadas com seus valores freqüentes $\psi_1 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + F_{q1k} + \Sigma \psi_{1j} F_{qjk}$
Onde: $F_{d,ser}$ é o valor de cálculo das ações para combinações de serviço; $F_{q1k}$ é o valor característico das ações variáveis principais diretas; $\psi_1$ é o fator de redução de combinação freqüente para ELS; $\psi_2$ é o fator de redução de combinação quase permanente para ELS.		

## ABNT NBR 6118:2007

Tabela 13.2 - Limites para deslocamentos

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	$\lambda/250$
	Outro	Vibrações sentidas no piso	Devido a cargas acidentais	$\lambda/350$
Efeitos estruturais em serviço	Superfícies que devem drenar água	Coberturas e varandas	Total	$\lambda/250^{1)}$
	Pavimentos que devem permanecer planos	Ginásios e pistas de boliche	Total	$\lambda/350+$ contraflecha <sup>2)</sup>
			Ocorrido após a construção do piso	$\lambda/600$
Elementos que suportam equipamentos sensíveis	Laboratórios	Ocorrido após nivelamento do equipamento	De acordo com recomendação do fabricante do equipamento	
Efeitos em elementos não estruturais	Paredes	Alvenaria, caixilhos e revestimentos	Após a construção da parede	$\lambda/500^{3)}$ ou 10 mm ou $\theta = 0,0017 \text{ rad}^{4)}$
		Divisórias leves e caixilhos telescópicos	Ocorrido após a instalação da divisória	$\lambda/250^{3)}$ ou 25 mm
		Movimento lateral de edifícios	Provocado pela ação do vento para combinação freqüente ( $\psi_1=0,30$ )	$H/1700$ ou $H/850^{5)}$ entre pavimentos <sup>6)</sup>
		Movimentos térmicos verticais	Provocado por diferença de temperatura	$\lambda/400^{7)}$ ou 15 mm
	Forros	Movimentos térmicos horizontais	Provocado por diferença de temperatura	$H/500$
		Revestimentos colados	Ocorrido após construção do forro	$\lambda/350$
		Revestimentos pendurados ou com juntas	Deslocamento ocorrido após construção do forro	$\lambda/175$
	Pontes rolantes	Desalinhamento de trilhos	Deslocamento provocado pelas ações decorrentes da frenação	$H/400$
Efeitos em elementos estruturais	Afastamento em relação às hipóteses de cálculo adotadas	Se os deslocamentos forem relevantes para o elemento considerado, seus efeitos sobre as tensões ou sobre a estabilidade da estrutura devem ser considerados, incorporando-os ao modelo estrutural adotado.		

<sup>1)</sup> As superfícies devem ser suficientemente inclinadas ou o deslocamento previsto compensado por contraflechas, de modo a não se ter acúmulo de água.

<sup>2)</sup> Os deslocamentos podem ser parcialmente compensados pela especificação de contraflechas. Entretanto, a atuação isolada da contraflecha não pode ocasionar um desvio do plano maior que  $\lambda/350$ .

<sup>3)</sup> O vão  $\lambda$  deve ser tomado na direção na qual a parede ou a divisória se desenvolve.

<sup>4)</sup> Rotação nos elementos que suportam paredes.

<sup>5)</sup>  $H$  é a altura total do edifício e  $H_i$  o desnível entre dois pavimentos vizinhos.

<sup>6)</sup> Esse limite aplica-se ao deslocamento lateral entre dois pavimentos consecutivos devido à atuação de ações horizontais. Não devem ser incluídos os deslocamentos devidos a deformações axiais nos pilares. O limite também se aplica para o deslocamento vertical relativo das extremidades de lintéis conectados a duas paredes de contraventamento, quando  $H_i$  representa o comprimento do lintel.

<sup>7)</sup> O valor  $\lambda$  refere-se à distância entre o pilar externo e o primeiro pilar interno.

**NOTAS**

1 Todos os valores limites de deslocamentos supõem elementos de vão  $\lambda$  suportados em ambas as extremidades por apoios que não se movem. Quando se tratar de balanços, o vão equivalente a ser considerado deve ser o dobro do comprimento do balanço.

2 Para o caso de elementos de superfície, os limites prescritos consideram que o valor  $\lambda$  é o menor vão, exceto em casos de verificação de paredes e divisórias, onde interessa a direção na qual a parede ou divisória se desenvolve, limitando-se esse valor a duas vezes o vão menor.

3 O deslocamento total deve ser obtido a partir da combinação das ações características ponderadas pelos coeficientes definidos na seção 11.

4 Deslocamentos excessivos podem ser parcialmente compensados por contraflechas.

## ANEXO G – CATÁLOGO TÉCNICO CAIXA DE ÁGUA

### CAIXA D'ÁGUA EM FIBRA DE VIDRO

**FORTLEV**  
É MUITO MAIS CAIXA D'ÁGUA

### Características

#### Função:

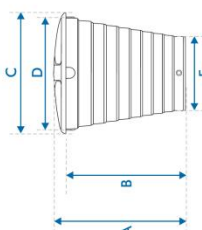
Armazenar água a temperatura ambiente. Para outras finalidades consulte o Departamento Técnico FORTLEV.

#### Aplicações:

Residências, instalações comerciais, fazendas, escolas ou qualquer outra aplicação que necessite de armazenamento de água a temperatura ambiente.

#### Normas Técnicas:

Reservatórios fabricados conforme norma NBR 13210 da ABNT. Procedimentos de instalação conforme norma NBR 5626 da ABNT.



- A** Altura com tampa
- B** Altura sem tampa
- C** Diâmetro com tampa
- D** Diâmetro sem tampa
- E** Diâmetro da base

Capacidade em litros	DIMENSÃO EM METROS					PESO EM QUILOS	
	A	B	C	D	E	Caixa vazia	Caixa cheia
310	0,67	0,59	1,02	0,94	0,75	9,70	319,70
500	0,66	0,58	1,24	1,15	1,00	14,10	514,10
1.000	0,90	0,80	1,52	1,40	1,17	20,30	1.020,30
1.500	0,88	0,75	1,74	1,63	1,51	27,10	1.527,10
2.000	1,14	0,99	1,93	1,83	1,52	34,80	2.034,80
3.000	1,47	1,32	2,06	1,88	1,52	49,00	3.049,00
4.000	1,82	1,66	2,12	2,00	1,52	57,10	4.057,10
5.000	1,85	1,64	2,34	2,21	1,86	74,90	5.074,90
6.000	1,92	1,70	2,45	2,31	2,00	94,00	6.094,00
7.500	2,27	2,01	2,57	2,40	2,00	110,30	7.610,30
8.000	2,39	2,09	2,62	2,57	2,00	116,40	8.116,40
10.000	2,31	2,00	2,82	2,70	2,38	136,70	10.136,70
10.000**	2,82	2,50	2,70	2,50	2,00	132,00	10.132,00
12.000	2,46	2,12	3,05	2,89	2,48	161,00	12.161,00
15.000	2,94	2,59	3,09	2,95	2,50	190,90	15.190,90
20.000	3,67	3,26	3,25	3,08	2,41	278,10	20.278,10
25.000	4,39	4,09	3,34	3,31	2,42	413,00	25.413,00

\* Dimensões e pesos aproximados. \*\* Formato Diferenciado.

### Instalação

**Passo-a-passo para instalar a Caixa d'água em fibra de vidro FORTLEV:**



#### 1º Transporte e manuseio

Transporte com segurança a Caixa até o local de instalação, evitando impactos e quedas que possam danificá-la. Não arraste o produto sobre superfícies com imperfeições, detritos, entulhos ou pedras.



#### 2º Limpeza da Caixa d'água em fibra de vidro FORTLEV

Antes de instalar a caixa é recomendável uma limpeza para eliminar qualquer tipo de sujeira do seu interior que possa afetar a qualidade da água. Utilize uma esponja macia com sabão neutro e água limpa. Nunca utilize produtos químicos ou materiais abrasivos, pois podem afetar o acabamento liso das paredes internas, responsável por evitar a proliferação de bactérias ou microorganismos.



#### 3º A escolha do local para instalação

A Caixa d'água em fibra de vidro FORTLEV deve ser instalada em local ventilado para evitar a condensação da umidade do ar nas paredes do produto. O local deve ser de fácil acesso para inspeção, manutenção e limpeza. Recomendase uma área livre em torno da Caixa de no mínimo 60 cm.



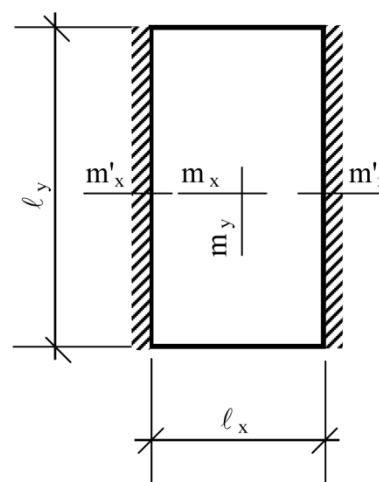
Toda Caixa d'água em fibra de vidro FORTLEV é fabricada com proteção anti-UV.

## ANEXO H – TABELA DE CZERNY

$l_y/l_x$	$\alpha_x$	$\alpha_y$	$\beta_x$	$\beta_y$	$\alpha_2$
1,00	31,6	46,1	14,3	-	45,3
1,05	29,9	46,4	13,8	-	43,2
1,10	29,0	47,2	13,5	-	41,5
1,15	28,0	47,7	13,2	-	40,1
1,20	27,2	48,1	13,0	-	39,0
1,25	26,4	48,2	12,7	-	37,9
1,30	25,8	48,1	12,6	-	37,2
1,35	25,3	47,9	12,4	-	36,5
1,40	24,8	47,8	12,3	-	36,0
1,45	24,4	47,7	12,2	-	35,6
1,50	24,2	47,6	12,2	-	35,1
1,55	24,0	47,6	12,1	-	34,7
1,60	24,0	47,6	12,0	-	34,5
1,65	24,0	47,6	12,0	-	34,2
1,70	24,0	47,4	12,0	-	33,9
1,75	24,0	47,3	12,0	-	33,8
1,80	24,0	47,2	12,0	-	33,7
1,85	24,0	47,1	12,0	-	33,6
1,90	24,0	47,1	12,0	-	33,5
1,95	24,0	47,1	12,0	-	33,4
2,00	24,0	47,0	12,0	-	33,3
> 2	24,0	47,0	12,0	-	32,0

### Laje Tipo 4B

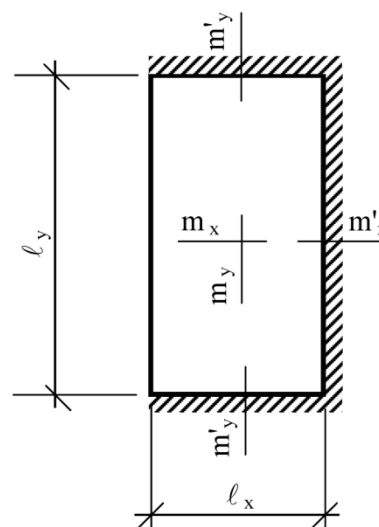
Laje com 2 bordas maiores engastadas e 2 bordas menores livremente apoiadas (carga uniforme)



$l_y/l_x$	$\alpha_x$	$\alpha_y$	$\beta_x$	$\beta_y$	$\alpha_2$
1,00	44,6	38,1	18,3	16,2	55,4
1,05	41,7	37,3	16,6	15,4	49,1
1,10	38,1	36,7	15,4	14,8	44,1
1,15	34,9	36,4	14,4	14,3	40,1
1,20	32,1	36,2	13,5	13,9	36,7
1,25	29,8	36,1	12,7	13,5	33,8
1,30	28,0	36,2	12,2	13,3	31,7
1,35	26,4	36,6	11,6	13,1	29,7
1,40	25,2	37,0	11,2	13,0	28,1
1,45	24,0	37,5	10,9	12,8	26,6
1,50	23,1	38,3	10,6	12,7	25,5
1,55	22,3	39,3	10,3	12,6	24,5
1,60	21,7	40,3	10,1	12,6	23,6
1,65	21,1	41,4	9,9	12,5	22,8
1,70	20,4	42,7	9,7	12,5	22,1
1,75	20,0	43,8	9,5	12,4	21,5
1,80	19,5	44,8	9,4	12,4	21,0
1,85	19,1	45,9	9,2	12,3	20,5
1,90	18,7	46,7	9,0	12,3	20,1
1,95	18,4	47,7	8,9	12,3	19,7
2,00	18,0	48,6	8,8	12,3	19,3
> 2	14,2	48,6	8,0	12,0	16,7

### Laje Tipo 5A

Laje com 2 bordas menores engastadas, uma borda maior engastada e outra livremente apoiada (carga uniforme)



## ANEXO I – AGREGADO PARA CONSTRUÇÃO CIVIL

[www.sahara.com.br](http://www.sahara.com.br)



### TIPOS DE BRITA

É a pedra quebrada mecanicamente. O tipo de brita é classificado pelo diâmetro dos fragmentos.



#### Pó de Pedra

- Faixa Granulométrica: 0 a 5mm
- APLICAÇÃO: Usinas de asfalto (CBUQ, PMF, PMQ), pra colchão de pavimentos rígidos e flexíveis, fábricas de blocos, manilhas e na confecção de pré-fabricados.



#### Pedrisco - Brita 00

- Faixa Granulométrica: 0 a 5mm
- APLICAÇÃO: Usinas de asfalto (CBUQ, PMF, PMQ), pra colchão de pavimentos rígidos e flexíveis, fábricas de blocos, manilhas e na confecção de pré-fabricados.



#### Brita 0

- Faixa Granulométrica: 5 a 12mm
- Aplicação: Fábrica de bloco, usinas de asfalto e de concreto e lajes pré-fabricadas.



#### Brita "Zero"

- Faixa Granulométrica: 12 a 14.5mm
- Brita especial aplicada, principalmente, em lajes pré-fabricadas onde normalmente a brita 0 é pequena e a brita 1 é grande.

Rua Miguel Rachid, 456 - Ermelino Matarazzo - São Paulo - Brasil - Cep: 03808-130  
 Tel. + 55 (11) 2943-6955 - Tel. + 55 (11) 2171-1900  
 email: vendas@sahara.com.br

---

---

## ANEXO J – NORMA TÉCNICA – BAIXA TENSÃO / ELETROPAULO



5- 22

### 3. REQUISITOS TÉCNICOS

Esta Nota Técnica visa à segurança, proteção, qualidade de fornecimento e a operação do sistema elétrico da AES Eletropaulo.

Considera-se nesta Nota Técnica como rede de distribuição, toda e qualquer parte do sistema elétrico da AES Eletropaulo que opera nas tensões de distribuição de Baixa Tensão (115 V a 440 V) e Média Tensão (3,8 kV a 34,5 kV).

Para a conexão de geração distribuída em baixa tensão, o número de fases deve obedecer a seguinte tabela:

Potência instalada	Forma de conexão
≤ 20 kW	Monofásico, bifásico ou trifásico
> 20 kW	Trifásico

A AES Eletropaulo só permite o paralelismo permanente de micro ou minigerador do consumidor com a rede desde que não resulte em problemas técnicos e de segurança para o sistema desta Distribuidora, bem como para outros consumidores em geral. O projeto deve ser submetido à análise prévia da AES Eletropaulo, que verificará a possibilidade do paralelismo, podendo, quando necessário, por meio de notificação, solicitar a instalação de novos equipamentos para aumentar a confiabilidade do sistema de interface entre a rede da Distribuidora e a geração do cliente.

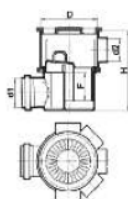
Para os clientes atendidos na área do “Sistema Subterrâneo Reticulado”, informamos que por razões de inviabilidade técnica e por características do sistema, o paralelismo permanente da rede com qualquer tipo de geração distribuída **não será permitido**. Esclarecemos que para estes clientes, caso haja interesse na implantação da geração, será feita a mudança para o sistema seletivo ou para o sistema híbrido, dependendo da análise da Distribuidora, sendo que todos os custos correrão por conta do interessado.

## ANEXO K – CATÁLOGO TÉCNICO - CAIXA SIFONADA



### Itens da Linha de Caixas Sifonadas e Ralos TIGRE

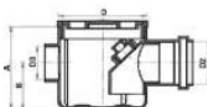
Caixa Sifonada Girafácil



DIMENSÕES (mm)

Cotas	100 X 140 X 50	150 X 170 X 75
D	101,6	150,3
F	50,5	50,5
H	141,5	173
d1	50,7	75,5
d2	40	40
Código c/ Grelha e Porta-Grelha		
Quadrada Branca	27038107	27038450
Redonda Branca	27038158	27038506
Quadrada Cromada	27038204	27038650
Redonda Cromada	27038255	27038700
Quadrada Alumínio	27038352	27038557
Redonda Alumínio	27038301	27038603
Código s/ grelha e porta-grelha	27150250	27150276

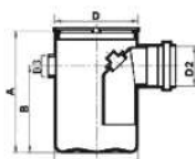
Caixa Sifonada DN 100 X 100 X 50



DIMENSÕES (mm)

Cotas	100 X 140 X 50
A	100
B	56
D	101,6
D2	50,7
D3	40
Código c/ Grelha e Porta-Grelha	
Quadrada Branca	27019919
Redonda Branca	27019803
Quadrada Alumínio	27019978
Redonda Alumínio	27019994
Código s/ grelha e Porta-Grelha	27150195

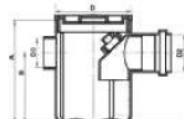
Caixa Sifonada DN 150 X 150 X 50



DIMENSÕES (mm)

Cotas	150 X 150 X 50
A	155
B	105
D	101,6
D2	50,7
D3	40
Código c/ Grelha e Porta-Grelha	
Quadrada Branca	27068502
Redonda Branca	27068537
Quadrada Alumínio	27068685
Redonda Alumínio	27068707
Código s/ Grelha e Porta-Grelha	27150012

Caixa Sifonada DN 100 X 150 X 50



DIMENSÕES (mm)

Cotas	100 X 150 X 50
A	155
B	105
D	101,6
D2	50,7
D3	40
Código c/ grelha e Porta-grelha	
Quadrada Branca	27039499
Redonda Branca	27039510
Código s/ grelha e Porta-grelha	27150217